

Vinícius Favaretto Defiltro

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO SISMO RESISTENTE

FLORIANÓPOLIS

2018

Vinícius Favaretto Defiltro

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO SISMO RESISTENTE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Departamento de Engenharia Civil da Uni-
versidade Federal de Santa Catarina, como
requisito parcial exigido pelo curso de Gradu-
ação em Engenharia Civil.

Universidade Federal de Santa Catarina
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Graduação em Engenharia Civil
Orientador: Leandro Fadel Miguel

FLORIANÓPOLIS
2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Defiltro, Vinícius Favaretto
Dimensionamento de um edifício sismo resistente /
Vinícius Favaretto Defiltro ; orientador, Leandro Fleck
Fadel Miguel, 2018.
85 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas resistentes a
sismos. 3. NBR15421. 4. Modelo computacional de
estruturas. I. Miguel, Leandro Fleck Fadel . II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

Vinícius Favaretto Defiltro

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO SISMO RESISTENTE

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil

Florianópolis, 19 de Junho de 2018:



Prof. Dr. Luciana Rohde
Coordenadora do Curso



Prof. Dr. Leandro Fadel Miguel
Orientador

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Leandro Fadel Miguel
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Jano D'araujo Coelho
Universidade Federal de Santa Catarina

Msc. Rafaela Alves Sanches Garcia
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Agradecimentos

Muitas foram as pessoas que, direta e indiretamente, contribuíram para a existência deste trabalho. Seria uma leviandade não lhes proporcionar essa homenagem singela.

Agradeço primeiro à minha família, tanto a de sangue quanto a de afeto, que sempre fez tudo para tornar o caminho que me trouxe aqui o menos acidentado possível, e soube ouvir e apoiar quando os obstáculos se mostraram penosos.

Agradeço também aos meus professores, que compartilharam comigo seu conhecimento e despertaram o prazer pela descoberta. Em especial ao Dr. Wellison José de Santana Gomes, por ter sido meu primeiro orientador e aberto as portas ao universo da pesquisa e ao Dr. Leandro Fadel Miguel, que aceitou o desafio de me guiar durante a elaboração deste trabalho.

Resumo

A implementação e gradativo aumento da eficiência das ferramentas computacionais trouxeram a possibilidade de aumento da complexidade dos fenômenos estudados e das estruturas projetadas. Estruturas complexas, por questões econômicas e de segurança, demandam acurácia na previsão do seu comportamento estrutural, sendo os modelos computacionais ferramentas fundamentais no estudo destas. Modelos robustos usualmente representam melhor o comportamento real de uma estrutura e possibilitam projetos mais econômicos, mas eventualmente com um custo computacional e de tempo elevado, que pode vir a tornar-se um empecilho no processo de dimensionamento. Assim, surge a necessidade do emprego de simplificações que agilizem ou até viabilizem o projeto destas estruturas, mas que mantenham a previsão do modelo computacional precisa. Neste trabalho buscou-se estudar a atuação de um fenômeno complexo através da aplicação de métodos aproximados, convertendo forças inerciais dinâmicas em carregamentos estáticos equivalentes e aplicando-as em um modelo matemático tridimensional capaz de prever o comportamento da estrutura real. Para tanto, será apresentado um edifício presente na literatura e projetado para resistir a cargas gravitacionais e de vento, o mesmo sofrerá modificações estruturais a fim de otimizar seu desempenho contra solicitações sísmicas e esta nova estrutura será analisada e dimensionada fazendo uso do métodos das forças estáticas equivalentes. As respostas obtidas serão então discutidas, ressaltando como estas foram afetadas pelas modificações estruturais propostas e pelas hipóteses de modelo/dimensionamento adotadas.

Palavras-chaves: NBR15421 (2006), estruturas resistentes a sismos, estruturas metálicas, modelo de análise computacional.

Abstract

The implementation and gradual increasing of the efficiency of computational tools have brought the possibility of raising the complexity of the designed structures. Complex structures, for economic and security reasons, demand accuracy at the prediction of their structural response, and the computational models are fundamental to its study. Elaborated models usually represent better the real behavior of a structure and enable more economic projects but, their time and computational demand may turn the designing process ponderous. Thus, arise the need for implementation of simplifications that expedite or even make feasible the design project of these structures, but keeping the prediction of the computational model accurate. In this paper, one seeks to study the performance of a complex phenomenon through the application of approximate methods, converting dynamic inertial forces into equivalent static loads and applying it on a three-dimensional mathematical model capable of predicting the behavior of the structure. In order to do so, a building designed to resist gravitational and wind loads will be modified in order to optimize its performance against seismic loading. Additionally, the modified structure will be analyzed and designed using the methods of equivalent static forces. The results will be discussed, emphasizing how they were affected by the proposed structural modifications and the model/ design assumptions made.

Key-words: NBR15421 (2006), seismic resistant structures, steel structures, computational model analysis.

Lista de Figuras

Figura 1 – Tipos de Ondas Sísmicas	28
Figura 2 – Rigidez estrutural ao longo dos ciclos de carregamento	33
Figura 3 – Ocorrência de Colapso devido à existência de pavimento flexível	35
Figura 4 – Ocorrência de colunas curtas e danos ocasionados	35
Figura 5 – Ilustração de possíveis recuos verticais	36
Figura 6 – Distribuição irregular de massa na edificação e seu efeito	36
Figura 7 – Efeito de concentração de tensões em cantos reentrantes	37
Figura 8 – Ilustração de junta sísmica	37
Figura 9 – Exemplo de estrutura assimétrica	38
Figura 10 – Posicionamento recomendado dos elementos estruturais	38
Figura 11 – Zoneamento sísmico brasileiro	41
Figura 12 – Zoneamento sísmico nos EUA	42
Figura 13 – Classificação do terreno de acordo com o N_{SPT}	43
Figura 14 – Fatores de amplificação sísmica do solo	44
Figura 15 – Variação do espectro de resposta em função do período segundo a NBR15421 (2006)	45
Figura 16 – Variação do espectro de resposta em função do período segundo o UBC (1997)	45
Figura 17 – Edifício base em planta	58
Figura 18 – Eixos B e C do edifício base	59
Figura 19 – Geometria adotada em planta	68
Figura 20 – Elevação eixos A e D da geometria adotada	69
Figura 21 – Grupos de dimensionamento em planta	72
Figura 22 – Deslocamentos da estrutura na direção transversal	75
Figura 23 – Deslocamentos da estrutura na direção longitudinal	76

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Escala de intensidade Mercalli Modificada	30
Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações excepcionais	40
Tabela 3 – Valores do coeficiente Z	42
Tabela 4 – Categorias de utilização das edificações	46
Tabela 5 – Categorias sísmicas	47
Tabela 6 – Valores adotados para os coeficientes R , Ω_0 e C_a	48
Tabela 7 – Deslocamentos relativos limites para cada categoria de utilização . . .	49
Tabela 8 – Resumo dos coeficientes sísmicos adotados para o caso de estudo . . .	51
Tabela 9 – Deslocamentos limites	60
Tabela 10 – Pesos específicos adotados	60
Tabela 11 – Propriedades mecânicas dos materiais	60
Tabela 12 – Cargas permanentes adotadas	61
Tabela 13 – Cargas acidentais adotadas	61
Tabela 14 – Período natural da estrutura	63
Tabela 15 – Força horizontal total atuante na estrutura de estudo	64
Tabela 16 – Forças sísmicas horizontais na direção transversal	65
Tabela 17 – Forças sísmicas horizontais na direção longitudinal	66
Tabela 18 – Comparação entre carregamentos horizontais devidos ao vento e sísmicos	66
Tabela 19 – Respostas da análise espacial e seções adotadas	73
Tabela 20 – Coeficientes de estabilidade dos pórticos transversais	74
Tabela 21 – Coeficientes de estabilidade dos pórticos longitudinais	75

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
AISC	American Institute of Steel Construction;
CBF	Concentric Braced Frames - Pórticos contraventados concêntricos;
CM	Centro de Massa;
CR	Centro de Resistência;
FLA	Flambagem Local da Alma;
FLM	Flambagem Local da Mesa;
FLT	Flambagem Lateral por Torção;
MRF	Moment-Resistent Frames - Pórticos Rígidos;
NBR	Norma brasileira aprovada pela ABNT.
PGA	Peak Ground Acceleration - máxima aceleração do solo;
SPT	Standard Penetration Test;
UBC	Uniform Building Code.

Lista de Símbolos

a_{gs0}	Aceleração espectral para o período de 0.0 s;
a_{gs1}	Aceleração espectral para o período de 1.0 s;
a_g	Aceleração sísmica horizontal;
A_g	Área cheia da seção transversal;
C_{up}	Coefficiente de limitação do período;
C_{vx}	Coefficiente de distribuição vertical da força horizontal sísmica total (H);
C_a	Fator de amplificação sísmica do solo para estruturas dependentes da aceleração (período curto);
C_T e x	Coefficientes de período da estrutura;
C_v	Fator de amplificação sísmica do solo para estruturas dependentes da velocidade (período longo);
C_w	Constante de empenamento da seção transversal;
E	Módulo de Elasticidade do material;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;
f_u	Resistência à ruptura do aço à tração;
f_y	Resistência ao escoamento do aço;
$f1$	Coefficiente de ponderação do UBC em combinação com carregamento de terremoto - majoração de Live loads;
$f2$	Coefficiente de ponderação do UBC em combinação com carregamento de terremoto - majoração de Snow loads;
g	Aceleração gravitacional;
G	Módulo de elasticidade transversal;
h_{sx}	Diferença de elevação entre dois pavimentos consecutivos;
h_n	Altura total da edificação, em metros;
h	Altura da seção transversal;

H_x	Força cortante sísmica atuante no pavimento x ;
H	Força horizontal total sísmica na base da estrutura;
I	Fator de importância de utilização, dependente da categoria de utilização (I, II ou III);
I_x	Momento de inércia da seção no eixo x ;
I_y	Momento de inércia da seção no eixo y ;
J	Momento polar de inércia;
K	Coeficiente de flambagem de barras comprimidas;
L	Comprimento do elemento;
M_{cr}	Momento de flambagem elástica;
M_{pl}	Momento de plastificação da seção transversal;
$M_{R,d}$	Momento resistente de cálculo;
$M_{S,d}$	Momento solicitante de cálculo;
$N_{R,d}$	Força axial resistente de cálculo;
$N_{S,d}$	Força axial solicitante de cálculo;
N_{SPT} ou \bar{N}	Número de golpes do ensaio SPT ;
N_e	Força axial de flambagem elástica;
P_x	Força vertical atuante no pavimento x ;
Q	Fator de redução da resistência relacionado à flambagem global do elemento;
r_0	Raio de giração em relação ao centro de cisalhamento da seção transversal ;
R	Coeficiente de modificação de Resposta;
S_1	Fator topográfico (NBR6123);
S_2	Fator de rugosidade e dimensões da edificação(NBR6123);
S_3	Fator estatístico (NBR6123);
$S_a(T)$	Espectro de resposta de projeto em função do período;

T_a	Período natural aproximado da estrutura;
t_w	Espessura da alma da seção transversal;
T	Período natural fundamental de uma estrutura;
t_f	Espessura da mesa da seção transversal;
V_{pl}	Força cortante de plastificação da seção transversal;
$V_{R,d}$	Força cortante resistente de cálculo;
v_0	Velocidade básica de vento;
V_s	Velocidade de propagação da onda sísmica no solo;
W	Peso total da edificação;
Z	Fator indicativo da aceleração sísmica do solo, equivalente do UBC à a_g ;
χ	Fator de redução da resistência relacionado à flambagem local do elemento;
δ_{xe}	Deslocamento do pavimento x sem aplicação dos coeficientes sísmicos;
Δ_x	Deslocamentos relativos entre pavimentos;
δ_x	Deslocamento absoluto do andar x ;
γ_e	Coefficiente de ponderação de ações da NBR 8681 – cargas excepcionais
γ_g	Coefficiente de ponderação de ações da NBR 8681 – cargas permanentes
γ_q	Coefficiente de ponderação de ações da NBR 8681 – cargas acidentais
λ_0	Índice de esbeltez reduzido;
λ_p	Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;
λ_r	Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas;
Ω_0	Coefficiente de sobre-resistência;
ρ	Peso específico do material;
θ	Coefficiente de estabilidade da estrutura para efeitos de segunda ordem.

Sumário

Lista de Figuras	11
Lista de Tabelas	13
1 Introdução	23
1.1 Objetivos	24
1.1.1 Objetivo Geral	24
1.1.2 Objetivos Específicos	24
1.2 Justificativa	24
1.3 Limitações	25
1.4 Procedimentos Metodológicos	25
2 Eventos Sísmicos e Projeto de Estruturas Metálicas Sismo Resistentes	27
2.1 Atividades Sísmicas	27
2.1.1 Magnitude e Intensidade dos Terremotos	28
2.1.2 Sismicidade Brasileira	31
2.2 Estruturas Sismo Resistentes	32
2.2.1 Sistemas Estruturais	34
2.2.2 Irregularidades na Vertical	34
2.2.3 Irregularidades no Plano	36
2.2.4 Conexões entre Pilares e Vigas	38
2.3 Considerações sobre a NBR 15421:2006	39
2.3.1 Métodos de Análise Permitidos pela NBR15421:2006	40
2.3.2 Zoneamento Sísmico	41
2.3.3 Classe de Terreno	42
2.3.4 Espectro de Resposta	43
2.3.5 Categorização das Estruturas	46
2.3.6 Sistemas Básicos Sismo-Resistentes	47
2.3.7 Critérios para a Modelagem	48
2.3.8 Limitações dos Deslocamentos	49
2.3.9 Determinação do Período	50
2.3.10 Demais Considerações da Norma e Resumo dos Coeficientes Adotados	51
2.4 Dimensionamento Segundo a NBR 8800:2008	52
2.4.1 Força Resistente à Compressão Axial - $N_{c,Rd}$	52
2.4.2 Momento Fletor Resistente de Cálculo	53
2.4.3 Combinação de Esforços Solicitantes	54
2.4.4 Força Cortante Resistente de Cálculo - V_{Rd}	54
3 Projeto Base e Modificações Propostas	57

3.1	Projeto Base	57
3.1.1	Materiais Utilizados	60
3.1.2	Ações Solicitantes Considerados	60
3.2	Método das Forças Horizontais Equivalentes	61
3.2.1	Período Natural Fundamental Aproximado	62
3.2.2	Força Horizontal Total	63
3.2.3	Distribuição Vertical das Forças Sísmicas	64
3.2.4	Determinação dos Deslocamentos	67
3.3	Modificações Propostas no Projeto Base	67
4	Modelo Computacional e Resultados	71
4.1	Resultados	72
4.1.1	Deslocamentos	74
4.2	Análise dos Resultados	76
5	Considerações Finais	79
5.1	Popostas para Trabalhos Futuros	80
	Referências	81
A	Exemplo de Dimensionamento	83

Capítulo 1

Introdução

As ações solicitantes, apesar de eventualmente apresentarem variação de sentido e intensidade, normalmente são consideradas constantes a fim de facilitar a análise do comportamento estrutural – reduzindo custo monetário e tempo – e provocando esforços e deformações também constantes. Ao estudo do comportamento das estruturas sob estas condições dá-se o nome de análise estática. Entretanto, algumas solicitações têm grande variação de direção e/ou intensidade em curtos espaços de tempo, desenvolvendo forças de inércia relevantes e sendo classificadas como ações dinâmicas. Estas ações, dentre as quais podem ser citadas as de vento, sismos, explosões e marítimas, provocam vibrações nas estruturas, podendo resultar em danos consideráveis às mesmas.

Com o avanço das ferramentas de análise e o aprimoramento dos materiais e técnicas construtivas, a indústria da construção expandiu seus limites, projetando e executando estruturas cada vez mais complexas e cujo conhecimento preciso do comportamento futuro pode ser determinante para sua viabilidade de execução. Neste contexto, a capacidade de simular corretamente o efeito destas solicitações na estrutura a ser projetada, fazendo uso de técnicas (modelos) que apresentem o menor custo possível, torna-se essencial.

Deste modo, buscou-se uma situação de estudo que possibilitasse, mais do que uma exposição de conceitos, uma discussão a respeito dos efeitos e consequências das simplificações tanto nas forças solicitantes quanto no modelo matemático de análise da estrutura. A situação de estudo escolhida foi a resposta de um edifício de estrutura metálica a atividades sísmicas, já que estas são eventos de comportamento aleatório e historicamente responsáveis por grandes desastres – como o terremoto Northridge em 1994 nos EUA e o da Cidade do México em 1985 - motivando inúmeros estudos, principalmente no âmbito internacional, na busca de mecanismos simplificados capazes de reproduzir o efeito dos tremores e possibilitar a descoberta de formas de evitar os danos causados. Além disso, o projeto de estruturas resistentes a sismos é normatizado pela ABNT, o que abre espaço para este tipo de estudo mesmo em um país que historicamente sofre pouca incidência de fenômenos do tipo.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Dimensionar um edifício resistente a sismos, seguindo as prescrições da NBR 15421:2006 – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos - Procedimento, através do método das forças horizontais equivalentes, com base em uma estrutura retirada da literatura e projetada para resistir a carregamentos usuais de engenharia no Brasil.

1.1.2 Objetivos Específicos

- a) Comentar as diferenças entre as hipóteses de lançamento de estruturas resistente a sismos e a carregamento de vento;
- b) Apresentar os procedimentos descritos na NBR15421 (2006) para análise da estrutura através do Método das Forças Horizontais Equivalentes;
- c) Adaptar a estrutura tomada como base para melhorar seu comportamento ao carregamento sísmico e elaborar um modelo computacional adequado;
- d) Dimensionar a estrutura do edifício adaptado e analisar seu desempenho, discutindo as hipóteses de concepção e modelagem adotadas e inferindo sua influência nas respostas obtidas.

1.2 Justificativa

O histórico de destruição provocada pela atuação de abalos sísmicos, somado ao alto grau de incerteza que apresentam, faz com que este fenômeno seja amplamente estudado em diversos países na ânsia de garantir a preservação da vida e da diminuição, quando possível, do prejuízo monetário gerado durante sua ocorrência.

Essa realidade não se aplica ao cenário acadêmico brasileiro, onde a baixa atividade sísmica (tanto em frequência quanto em intensidade) registrada na maior parte do território faz com que a produção científica tenha outro enfoque. Ainda assim, com a implantação da NBR 15421:2006 – Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos, espera-se que o assunto ganhe mais espaço para discussão.

É importante acrescentar que as soluções construtivas e os métodos de análise desenvolvidos na busca do entendimento e prevenção dos efeitos das solicitações sísmicas nas estruturas são ferramentas importantes, cuja aplicação também se adequa ao estudo de outros casos de engenharia. Negligenciar estes métodos é estar vários passos atrás na busca do melhor funcionamento das estruturas.

1.3 Limitações

Optou-se por não se fazer o dimensionamento completo da estrutura de estudo, tendo em vista que etapas como detalhamento de conexões (muito embora sejam especialmente críticos para estruturas sujeitas a sismos) e dimensionamento das lajes teriam um custo elevado. Foram priorizados outros estudos, como a modelagem tridimensional da estrutura.

A utilização de sistemas resistentes distintos em cada uma das direções principais da estrutura dificilmente seria uma solução adotada em um projeto comercial, mas acreditou-se que poderia trazer resultados e discussões interessantes, até em um caráter comparativo, então foi mantida.

Foram seguidos os critérios da NBR15421 (2006), mas adotada uma aceleração (PGA) apresentada no Uniform Building Code americano, na busca por acentuar os efeitos e evidenciar as diferenças entre uma estrutura sismo-resistente e outra que considera apenas cargas verticais e de vento. Essa escolha acaba por descaracterizar o dimensionamento aqui apresentado frente à norma brasileira.

1.4 Procedimentos Metodológicos

Inicialmente são apresentadas noções a respeito do comportamento de eventos sísmicos, das considerações de projeto de estruturas resistentes a sismos e dimensionamento de estruturas metálicas, de forma a dar suporte à proposta e às hipóteses adotadas neste trabalho.

A estrutura utilizada como base para o estudo é então apresentada, obtida na literatura e dimensionada sem a influência de carregamentos sísmicos, seguida das modificações propostas para torná-la mais eficiente à nova situação de análise.

Posteriormente, seguindo as diretrizes das normas NBR15421 (2006), UBC (1997) e NBR8681 (2003) são determinadas as cargas sísmicas horizontais equivalentes e as mesmas são aplicadas no modelo da estrutura modificada. Os esforços nos elementos são obtidos através de uma análise linear elástica e então colunas e vigas são dimensionadas de acordo com as prescrições da norma NBR8800 (2008).

Por fim, far-se-á uma comparação crítica entre as hipóteses adotadas, os resultados obtidos do modelo matemático e as seções adotadas no dimensionamento.

Capítulo 2

Eventos Sísmicos e Projeto de Estruturas Metálicas Sismo Resistentes

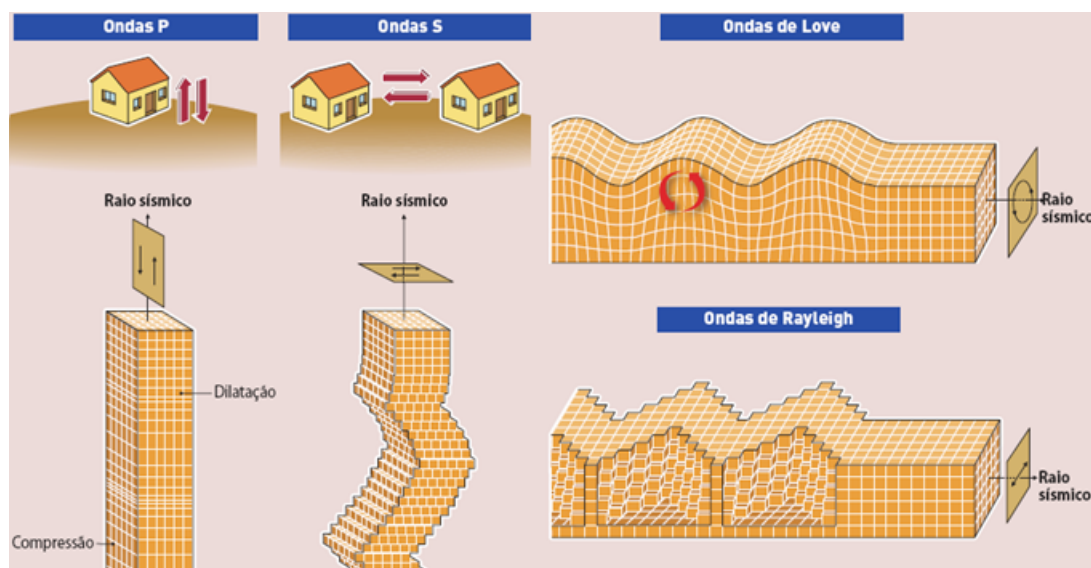
2.1 Atividades Sísmicas

Apesar de nem todos os sismos serem originados por eventos tectônicos, os mais relevantes decorrem da movimentação e choque das placas formadoras da crosta terrestre.

As chamadas ondas sísmicas ocorrem quando há liberação da energia acumulada no contato entre as placas, através do rompimento e rearranjo das mesmas, e se propagam em todas as direções, por meio de deformações no meio, gerando deslocamentos superficiais. São normalmente longitudinais de compressão - dilatação (primárias, denominadas ondas P) ou transversais de corte (secundárias, denominadas ondas S), conforme ilustra a Figura 1. Existem ainda outros tipos de ondas superficiais, como as ondas R (de Rayleigh) e as ondas L (de Love), menos comuns.

As ondas do tipo P são conhecidas como primárias por serem mais rápidas do que as ondas S (secundárias). A razão de velocidade entre elas é aproximadamente constante, em torno de 0,7, o que permite a determinação da distância na qual o sismo ocorreu através da medição da diferença de tempo de chegada das duas ondas. O ponto do interior da Terra onde se origina o terremoto denomina-se hipocentro ou foco, e o ponto na superfície terrestre imediatamente acima do hipocentro, epicentro (PARISENTI, 2011; NÓBREGA; NÓBREGA, 2016).

Figura 1 – Tipos de Ondas Sísmicas



Fonte: Brain (2018)

Os efeitos dos sismos são variados, dependendo não apenas da magnitude do mesmo, mas também do tipo de solo no qual a onda se propaga, da distância do hipocentro, da qualidade e do tipo de ocupação da região afetada, etc. A qualidade de uma atividade sísmica quanto à sensação gerada pela mesma e danos causados é denominada intensidade.

2.1.1 Magnitude e Intensidade dos Terremotos

Ao se analisar a NBR15421 (2006), o UBC (1997) - a serem apresentados posteriormente - ou outras normativas de projetos de estruturas resistentes a sismos, verifica-se que a subdivisão das zonas sísmicas é feita através da aceleração horizontal, uma medida de intensidade dependente da distância da falha, da natureza das formações rochosas atravessadas pelas ondas sísmicas e das condições geológicas locais. É importante salientar que magnitude e intensidade representam conceitos diferentes, sendo a primeira uma medida quantitativa absoluta que tem por objetivo comparar a quantidade de energia liberada por diferentes sismos, independente da forma como são sentidos pelas pessoas, enquanto que a segunda é uma medida relativa, por vezes qualitativa, definida anteriormente. As formas de medição mais conhecidas para cada parâmetro são a escala Richter e a escala de intensidade Mercalli Modificada, respectivamente.

A fim de exemplificar a diferença discutida podemos analisar os efeitos de duas ocorrências recentes. Em 2010, mais de 200 mil pessoas morreram no Haiti pela ação de um terremoto de 7 graus na escala Richter, enquanto que, poucos dias depois, o Chile foi atingido por outro terremoto, de 8,8 graus, e 795 pessoas perderam suas vidas, um

número por volta de 250 vezes menor que o do Haiti (PARISENTI, 2011; NÓBREGA; NÓBREGA, 2016).

Ainda assim, é inegável a existencia de alguma correlação entre magnitude e intensidade, afinal espera-se que sismos de baixa magnitude provoquem poucos danos e vice e versa, mas esta serve mais para estabelecer uma referência, especialmente em relação a eventos antigos, quando não registrados pelos equipamentos.

Em relação às acelerações, parâmetro adotado pela norma brasileira, os valores atribuídos às zonas sísmicas chegam a atingir 15% da aceleração da gravidade, e referem-se a terrenos de rocha, onde não há amplificação sísmica pelo solo (NÓBREGA; NÓBREGA, 2016). Essa observação é importante porque, de maneira geral, solos sedimentares como a areia, a argila e o silte, geralmente amplificam as vibrações, além de apresentarem a possibilidade de se liquefazerem quando saturados de água – apenas na ocorrência de terremotos com magnitude maior do que 7 (para mais informações consultar Parisenti (2011) – de forma que é preciso ajustar o carregamento atuante determinado a partir do solo rochoso padrão. A fim de entender o significado da aceleração sísmica horizontal podemos utilizar a Tabela 1, que relaciona o parâmetro pouco paupável apresentado na NBR15421 com a escala de intensidade Mercalli Modificada.

2.1.1 a) Escala Richter

A escala mais usada para medir a grandeza dos terremotos é a do sismólogo Charles Francis Richter, desenvolvida em 1935. Nessa escala, a magnitude (M) pode ser definida como o logaritmo da amplitude máxima (medida em micrometros) de um terremoto registrado por um sismógrafo Wood-Anderson, de acordo com a Equação (2.1). Ela pode ser relacionada com a energia liberada por meio da Equação (2.2), onde cada acréscimo unitário de magnitude representa um aumento da energia sísmica de aproximadamente 32 vezes (PARISENTI, 2011; NÓBREGA; NÓBREGA, 2016):

$$M = \log_{10}(A) - \log_{10}(A_0(\delta)) \quad (2.1)$$

$$\log_{10}E = 11,8 + 1,5M \quad (2.2)$$

Onde:

- M é a magnitude do terremoto;
- A é a amplitude máxima do sismógrafo Wood-Anderson;
- E é a energia liberada em 10^{13} Joules;

- $A_0(\delta)$ é uma função de correção dependente da distância δ entre o epicentro e a estação de medição.

2.1.1 b) Escala de Mercalli Modificada

A escala de intensidade Mercalli, elaborada por Giuseppe Mercalli em 1902 e transformada em 1956 em escala Mercalli Modificada, é a medida de intensidade mais utilizada, mesmo sendo qualitativa e subjetiva. É obtida a partir da observação dos efeitos de um sismo na população e estruturas. Ou seja, dois diferentes sismos com diferentes magnitudes podem provocar a mesma intensidade, ou ainda um sismo de magnitude maior poder ser classificado com intensidade inferior ao outro, apenas porque está em uma profundidade focal maior ou ocorre em uma região deserta.

Tabela 1 – Escala de intensidade Mercalli Modificada

Intensidade Mercalli Modif.	Descrição do Nível de Intensidade	Aceleração (%g)
I (imperceptível)	Não sentido, exceto em condições extremamente favoráveis. Registrado apenas pelos sismógrafos.	-
II (muito fraco)	Sentido apenas por algumas pessoas, especialmente em prédios altos. Objetos leves podem balançar.	$\leq 0,3$
III (fraco)	Sentido por algumas pessoas em casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida com a da passagem de um caminhão leve. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico	0,4 – 0,8
IV (moderado)	Sentido em casa por muitas pessoas e na rua por poucas pessoas. À noite algumas pessoas despertam. Pratos, janelas e portas vibram, as paredes podem ranger. Os carros e motos parados balançam visivelmente. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados ou à sensação de uma pancada de uma bola pesada nas paredes.	0,8 – 1,5
V (forte)	Sentido por praticamente todas as pessoas, muitos despertam. As pessoas conseguem identificar a direção do movimento. Líquidos em recipientes são perturbados. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham, abrem.	1,5 – 4

Tabela - 1 Escala de intensidade Mercalli Modificada - Continuação

VI (forte)	Sentido por todas as pessoas; muitos se amedrontam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Algumas mobílias pesadas podem se movimentar. Louças e alguns vidros de janelas são quebrados. Observação de danos moderados em estruturas civis de má qualidade.	4 – 8
VII (muito forte)	Efeitos sentidos por pessoas que estão dirigindo automóveis. Difícil manter-se de pé. Móveis são quebrados. Danos pequenos em edifícios bem construídos, danos moderados em casas bem construídas, e danos consideráveis em estruturas mal construídas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.	8 – 15
VIII (muito forte)	Danos em construções normais, com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão. Afeta a condução dos automóveis. A mobília pesada sofre movimentações e pode virar.	15 – 30
IX (muito forte)	Pânico generalizado. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas e em grandes edifícios, com colapso parcial. Alguns edifícios são deslocados para fora de suas fundações. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.	30 – 60
X (catastrofófico)	Maioria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra.	60 – 100
XI (catastrofófico)	Poucas estruturas de alvenaria não colapsam totalmente. Pontes são destruídas e os trilhos dos trens são completamente entortados. As tubulações subterrâneas são completamente destruídas	100 – 200
XII (catastrofófico)	Destruição quase total. A paisagem é modificada com a topografia sendo distorcida. Grandes blocos de rocha são deslocados. Objetos são jogados ao ar. Essa intensidade nunca foi observada no período histórico	> 200

Fonte: Adaptado de LOPES & NUNES (2011 apud NÓBREGA; NÓBREGA, 2016)

2.1.2 Sismicidade Brasileira

O Brasil é reconhecidamente pouco afetado por eventos sísmicos, especialmente se considerarmos os de maior magnitude, ao ponto que grande parte dos projetos de engenharia ignora sua existência. Entretanto, apesar desta condição privilegiada, tem-se conhecimento

de alguns tremores que atingiram níveis moderados e justificam a implementação da NBR15421 (2006).

Segue abaixo a relação dos sismos relevantes ocorridos no território brasileiro (NÓBREGA; NÓBREGA, 2016):

- São Paulo (1922) – 5.1 pontos na escala Richter;
- Espírito Santo (1955) – 6.3 pontos na escala Richter;
- Mato Grosso (1955) – 6.2 pontos na escala Richter;
- Ceará (1980) – 5.2 pontos na escala Richter;
- Amazonas (1983) – 5.5 pontos na escala Richter;
- Rio Grande do Norte (1986) – 5.1 pontos na escala Richter;
- Oceano Atlântico, litoral de São Paulo (2008) - 5,2 pontos na escala Richter;
- Acre (2007) - 6,5 pontos na escala Richter;
- Amazonas (2010) – 6,1 pontos na escala Richter.

As informações a respeito da intensidade dos tremores citados são escassas. Entretanto, há relatos recentes dos efeitos de atividades sísmicas sentidos no Brasil. Segundo o site de notícias G1 (2018), um tremor de magnitude de 6,8 pontos na Escala Richter, que ocorreu em abril de 2018 com epicentro na Bolívia, provocou alarme em vários estados brasileiros, resultando na evacuação de edifícios em cidades como São Paulo e Brasília. Segundo o professor de sismologia Lucas Vieira Barros, do Observatório Sismológico da Universidade de Brasília (UnB), eventos semelhantes já ocorreram e se repetirão no futuro: "sismos grandes e profundos vão continuar acontecendo nos Andes e sendo sentidos aqui no Brasil".

2.2 Estruturas Sismo Resistentes

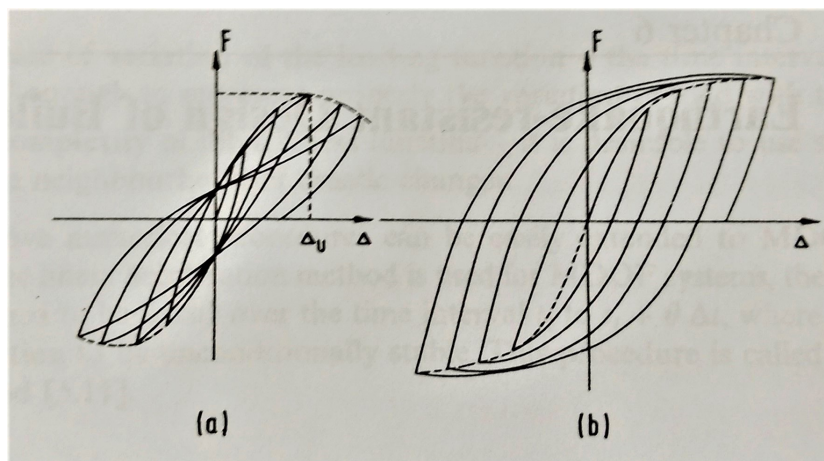
A atuação na estrutura dos carregamentos derivados de eventos sísmicos - dependente das distribuições de massa e rigidez da edificação - faz com que alguns aspectos da concepção estrutural ganhem especial importância na busca pela eficiência da mesma sob este tipo de ação. O primeiro ponto a ser destacado é que a ocorrência e intensidade de eventos sísmicos são difíceis de serem previstas, de forma que o dimensionamento das estruturas - sempre guiado pelas premissas de preservar a vida e reduzir custos/ danos - deve ser pensado em três situações distintas:

1. A estrutura deve resistir a pequenos terremotos sem sofrer quaisquer danos;

2. Terremotos moderados/ frequentes devem ser resistidos sem a ocorrência de danos estruturais, mas pequenos danos nos elementos não estruturais são tolerados;
3. Na ocorrência de terremotos de grande intensidade a estrutura não deve colapsar.

Assim, sob a ação de tremores mais frequentes e de menor intensidade a estrutura deve ter suficientes resistência e rigidez para controlar satisfatoriamente os deslocamentos e evitar danos. Entretanto, não é econômico projetar uma estrutura capaz resistir a terremotos mais severos - e com menor probabilidade de ocorrência - sem quaisquer avarias, mas é imprescindível que a mesma seja capaz de evitar o colapso, apresentando suficiente ductilidade para dissipar energia de forma eficiente e ganhando tempo para sua total evacuação. Segundo Balendra (1993) a formação de rótulas plásticas estáveis garante que a estrutura apresente esta ductilidade adequada, possuindo resistência quase constante às solicitações laterais ao longo dos ciclos de carregamento. O comportamento de estruturas com baixa e com adequada ductilidade pode ser visto na Figura 2. Espera-se que a estrutura se comporte como na situação (b), preservando sua resistência e dissipando uma grande quantidade de energia. Na situação (a), há uma baixa capacidade de resistência à carregamentos sísmicos, dada a redução da rigidez da estrutura e a perda da capacidade de dissipação de energia ao longo dos ciclos de carregamentos.

Figura 2 – Rigidez estrutural ao longo dos ciclos de carregamento



Fonte: Balendra (1993)

Tanto o aço estrutural quanto o concreto armado podem ser utilizados no projeto de sistemas eficientes mas, segundo Balendra (1993), o aço constitui um material ideal para estruturas sismo-resistentes devido à sua alta ductilidade e absorção de energia. Entretanto, o autor ressalta que para se tirar proveito das propriedades do material alguns cuidados precisam ser tomados na concepção, dimensionamento e detalhamento dos membros e conexões da estrutura, de acordo com as considerações a seguir.

2.2.1 Sistemas Estruturais

Os sistemas estruturais mais comuns são os pórticos momento-resistentes (MRF) e os pórticos contraventados (CBF). Os MRF's dissipam muito bem a energia, se valendo do conceito "strong column - weak beam", onde as colunas são projetadas para se manterem no regime elástico, garantindo rigidez ao sistema, e as vigas se tornam responsáveis pela absorção da maior parte da energia de vibração ao plastificarem de forma controlada. Flambagens locais e globais devem ser evitadas tanto nas vigas quanto nos pilares pois reduzem a rigidez da estrutura ao longo dos ciclos de carregamento - como mostrado na Figura 2 (a). Entretanto, a não ser que as seções das vigas sejam aumentadas e a solução se torne pouco econômica, este sistema costuma apresentar deformações excessivas. Por outro lado, os CBF's apresentam melhor controle de deslocamentos, mas a repetida flambagem das barras de contraventamento faz com que o sistema sofra com baixa ductilidade. Deste modo, Balendra (1993) indica que a solução mais econômica é uma combinação dos dois sistemas, capaz de balancear os pontos fortes de ambos.

2.2.2 Irregularidades na Vertical

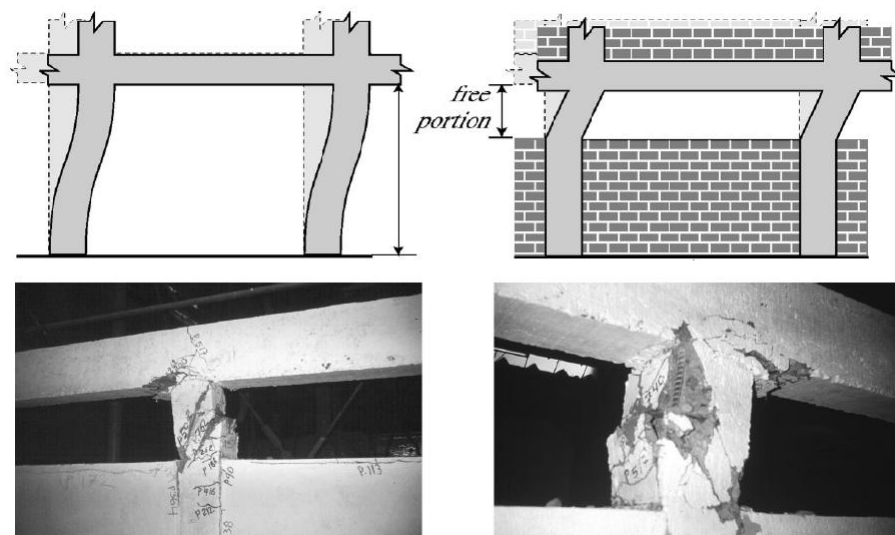
Por se tratarem de forças inerciais, os carregamentos sísmicos exigem que a configuração da estrutura seja pensada de forma a evitar descontinuidades de rigidez e massa, que fatalmente resultariam em concentração de tensões e deformações. Tal comportamento é indesejável pois reduz a eficiência do sistema, obtida através da dissipação das forças atuantes entre o maior número possível de elementos. Dentre as irregularidades mais comuns ao longo da altura da edificação podemos citar a ocorrência de pavimentos flexíveis - quando a rigidez de algum pavimento é significativamente menor que a dos demais, como em pilotis ou edifícios comerciais de pé direito duplo, há deslocamentos excessivos e concentração de deformações plásticas no mesmo, podendo resultar no colapso dos pilares (ver Figura 3) - de colunas curtas - quando colunas curtas e longas coexistem em um pavimento, como em um mezanino, as de maior rigidez receberão a maior parte da solicitação e poderão colapsar por cisalhamento mesmo com considerável capacidade de resistência à flexão (ver Figura 4) - de recuos verticais - podem provocar assimetrias e promover um comportamento mais complexo da estrutura, com esforços de torção (ver Figura 5) - e de distribuição irregular de massa (ver Figura 6).

Figura 3 – Ocorrência de Colapso devido à existência de pavimento flexível



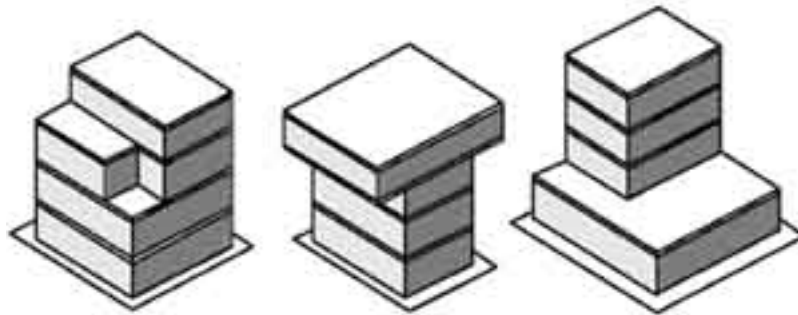
Fonte: Engineering & Construction (2018)

Figura 4 – Ocorrência de colunas curtas e danos ocasionados



Fonte: Guevara & García (2005)

Figura 5 – Ilustração de possíveis recuos verticais



Fonte: PAHO (2000)

Figura 6 – Distribuição irregular de massa na edificação e seu efeito

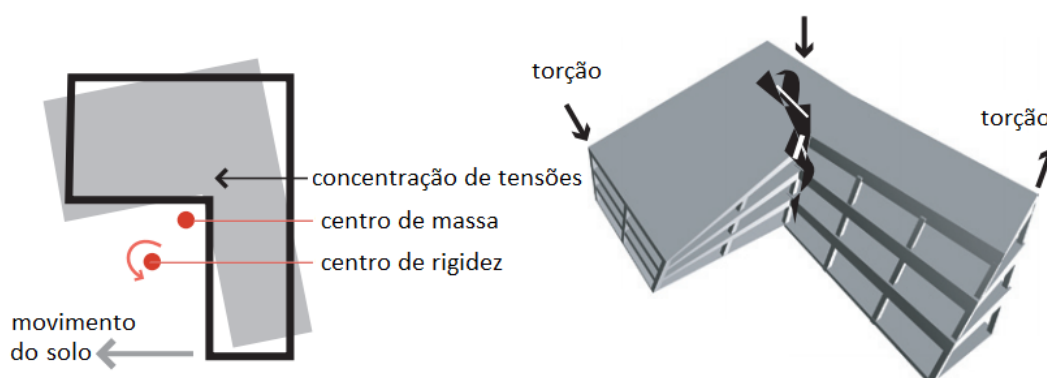


Fonte: FEMA (2006)

2.2.3 Irregularidades no Plano

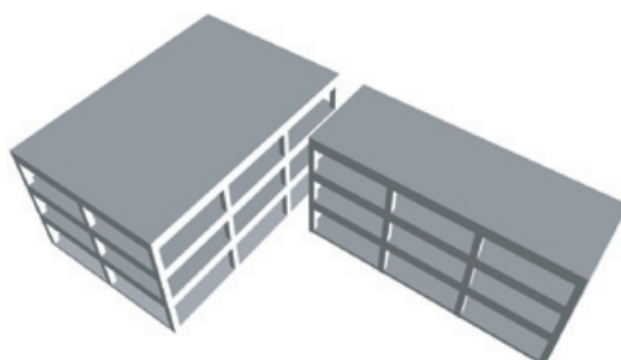
De forma análoga, irregularidades no plano também devem ser evitadas. Edificações com formatos simples, como retangulares e circulares, levam vantagem em relação às outras por apresentarem um comportamento mais fácil de ser previsto. Edificações com formatos L, H, I, etc; apresentarão concentração de tensões na interseção das abas (ver Figura 7) diminuindo a eficiência da estrutura em resistir a torções. Tal fenômeno pode ser evitado fazendo uso de juntas sísmicas (ver Figura 8), mas Dantas (2013) chama a atenção para o tamanho das juntas, pois são criados dois elementos com frequências possivelmente diferentes e as juntas devem ser pensadas de forma a evitar a colisão entre eles durante a ocorrência de um sismo.

Figura 7 – Efeito de concentração de tensões em cantos reentrantes



Fonte: FEMA (2006)

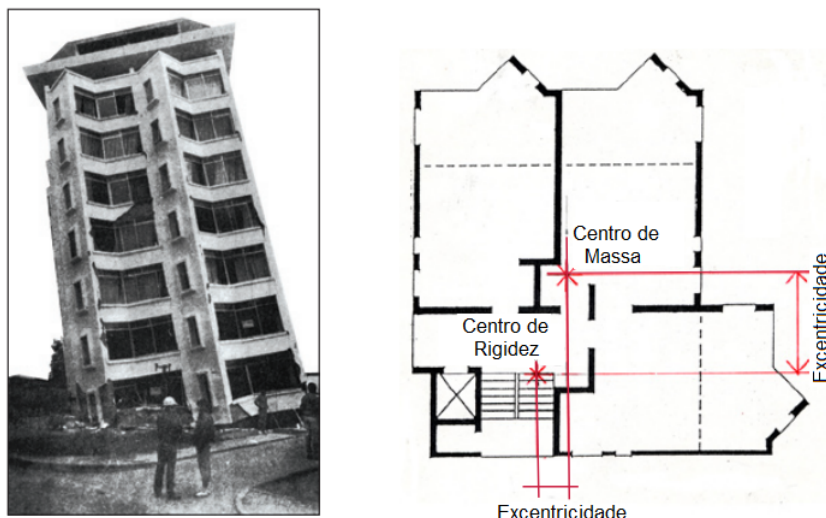
Figura 8 – Ilustração de junta sísmica



Fonte: FEMA (2006)

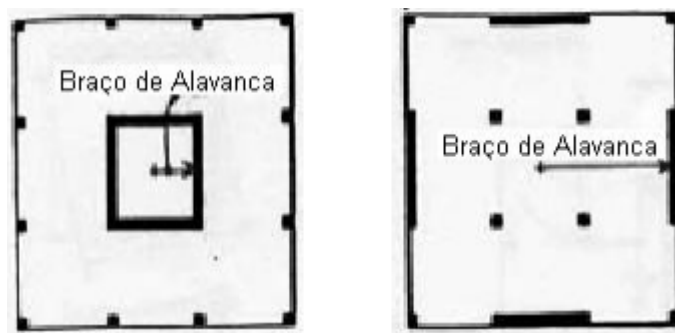
Além dos cuidados com a geometria da edificação, evitando assimetrias e reentrâncias, é importante analisar o posicionamento dos elementos resistentes às forças horizontais. Elementos fora do plano/ assimétricos, além de gerarem possíveis discontinuidades na transmissão das forças na estrutura, causam um deslocamento do centro de rigidez em relação ao centro de massa, resultando em momentos torsores consideráveis e onerando o projeto (ver Figura 9). Tanto Balendra (1993) quanto Dantas (2013) defendem o uso de sistemas resistentes simétricos e sugerem o posicionamento de elementos de rigidez perto do perímetro externo da edificação para combate aos possíveis efeitos de torção (ver Figura 10).

Figura 9 – Exemplo de estrutura assimétrica



Fonte: FEMA (2006)

Figura 10 – Posicionamento recomendado dos elementos estruturais



Fonte: Dantas (2013)

2.2.4 Conexões entre Pilares e Vigas

Embora não seja o enfoque deste trabalho, o estudo das conexões entre vigas e pilares, mencionado anteriormente, é de fundamental importância para garantir que a estrutura se comporte de forma adequada, tanto que estas têm sido objeto de pesquisa de diversos autores. Popov & Stephen (1972) realizaram testes em conexões formadas por perfis metálicos totalmente soldados e também com mesas soldadas e almas parafusadas, buscando determinar seu comportamento sob carregamentos cíclicos intensos. Concluíram que ambas as conexões se comportaram bem, sendo as de alma parafusada menos dúcteis. Ricles *et al.* (2001) falam que estas conexões eram fáceis de fabricar e tinham baixo custo,

sendo muito utilizadas em MRF's em meados da década de 70. Entretanto, após vários pórticos apresentarem falhas nas suas conexões soldadas - como durante o Northridge Earthquake, em 1994 (YOUSSEF; BONOWITZ; GROSS, 1995 apud RICLES *et al.*, 2001) - e novos testes serem publicados (ROEDER; FOUTCH, 1996 apud RICLES *et al.*, 2001) mostrando um comportamento inadequado das mesmas (vide Figura 2 (a)), buscaram-se outras soluções com respostas mais satisfatórias e surgiram propostas interessantes, dentre elas as ligações pós-tensionadas, que apresentam vantagens como reduzir a necessidade de execução de soldas no campo e os danos nas vigas, concentrando-os nas conexões e facilitando o reparo da estrutura após o terremoto, proporcionar à estrutura a capacidade de se "auto-centrar", reduzindo seu deslocamento residual após o tremor, entre outras (KAILAI *et al.*, 2013; GARLOCK; RICLES; SAUSE, 2005; MORADI; ALAM, 2016).

2.3 Considerações sobre a NBR 15421:2006

A NBR15421 (2006) é a norma brasileira que regulamenta o projeto de estruturas civis sujeitas a sismos, tanto com relação aos critérios de quantificação das ações quanto às resistências a serem consideradas, visando a preservação da vida, redução dos danos e manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após eventos sísmicos. Suas prescrições são complementadas por outras normativas específicas, como as Normas NBR8800 para o projeto de estruturas metálicas, NBR6118 para o projeto de estruturas em concreto, entre outras. Sendo este um TCC desenvolvido em uma universidade federal brasileira, é de se esperar que a norma tomada como parâmetro seja uma NBR, até porque a apresentação da NBR15421 é um dos objetivos definidos anteriormente. Entretanto, pensando em obter respostas mais significativas, foi escolhido trabalhar com um parâmetro – Peak Ground Acceleration (PGA) – que extrapola os valores apresentados na norma em questão. Deste modo, tendo a antiga diretriz americana (UBC, 1997) procedimentos semelhantes à brasileira, e apresentando um valor mais adequado para o parâmetro, além de ter sido desenvolvida em uma região que tradicionalmente estuda mais a fundo os efeitos dos sismos nas estruturas, optou-se por adotar algumas orientações desta em complementação às da NBR 15421; Dentre eles o próprio PGA, alguns outros parâmetros (a serem comentados no decorrer do texto) e os coeficientes de ponderação para combinação de ações.

As ações sísmicas, de acordo com NBR8681 (2003), são classificadas como ações excepcionais. Os coeficientes de ponderação para os efeitos de combinações de ações, utilizados pela NBR, são mostrados na Tabela 2 para comparação com os coeficientes da norma americana, apresentados na Equação (2.3) e utilizados neste trabalho.

Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações excepcionais

γ_g	1,2 (Edificações com cargas acidentais menores do que 5 kN/m^2)
γ_q	1,0
γ_e	1,0

Fonte: Adaptado da NBR8681 (2003)

$$1,2D + 1,0E + (f_1L + f_2S) \quad (2.3)$$

Onde:

- D é "dead loads", ou cargas permanentes;
- E é "earthquake loads", ou cargas sísmicas;
- L é "live loads", ou cargas acidentais;
- S é "snow loads", ou cargas de neve;
- $f_1 = 1,0$ para pavimentos com acesso público e carga acidental acima de $4,9 \text{ kN/m}^2$ ou $= 0,5$ para outras cargas acidentais;
- f_2 é irrelevante já que não é considerado carregamento de neve no caso de estudo.

A NBR15421 (2006) adota como valores característicos nominais para ações sísmicas aqueles que "têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos", mas leva em consideração outros fatores além da intensidade da atividade sísmica na determinação da ação atuante na estrutura, como o tipo de solo no qual a edificação se apóia, sua geometria, massa, rigidez e tipo de ocupação, em concordância com os comentários feitos nas seções anteriores. Os procedimentos da Norma para a determinação das ações e resistências serão expostos na sequência.

2.3.1 Métodos de Análise Permitidos pela NBR15421:2006

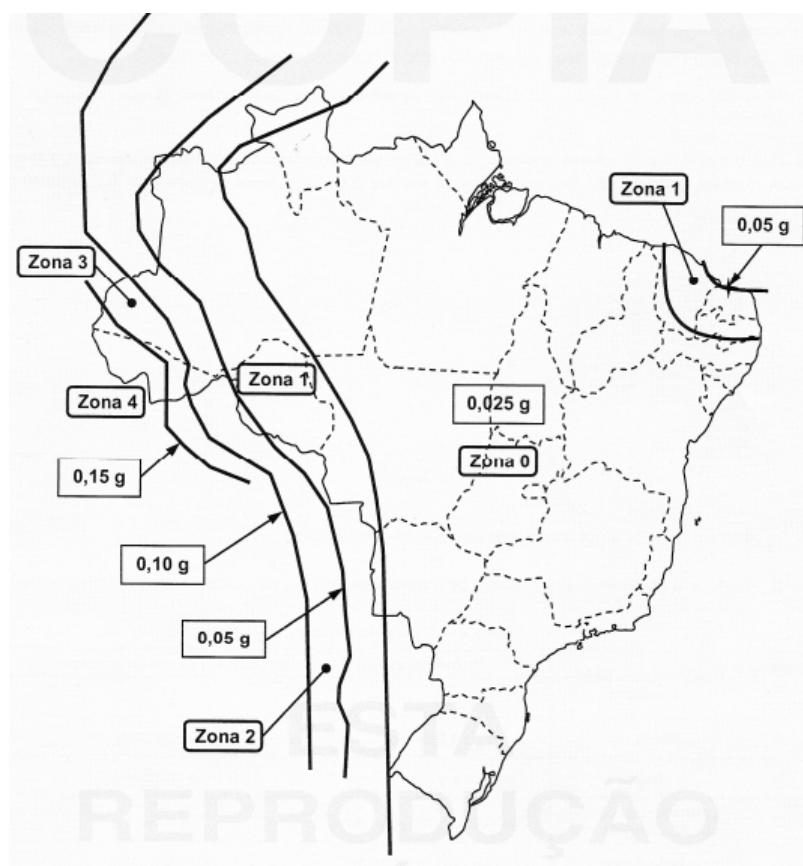
A Norma Brasileira regulamenta três métodos para a análise sísmica de edificações. São eles o método das forças horizontais equivalentes - se resume na determinação de uma força estática equivalente à solicitação sísmica, atuante na base da estrutura, a ser distribuída entre os pavimentos de acordo com sua massa e rigidez em relação à estrutura como um todo - o método espectral - consiste em se considerar isoladamente a resposta de

cada modo de vibração da estrutura, obtendo-se os valores máximos de cada modo - e o método dos históricos de acelerações no tempo - análise dinâmica através da aplicação de um conjunto de acelerogramas na estrutura. Todas as estruturas podem ser avaliadas considerando um regime linear e seguindo qualquer um dos três métodos, por mais que eles possam apresentar respostas diferentes. Comparações entre as respostas e procedimentos dos métodos podem ser observadas em Dantas (2013) e Parisenti (2011). Neste trabalho será utilizado apenas o método das forças horizontais equivalentes, reservando os comentários relativos aos outros dois métodos à bibliografia indicada.

2.3.2 Zoneamento Sísmico

O território brasileiro é dividido em 5 zonas, seguindo a variação de a_g - aceleração sísmica horizontal - característica normalizada para terrenos da classe B (“rocha” segundo a tabela 2 da NBR15421 (2006), apresentada na sequência deste trabalho), de acordo com o zoneamento ilustrado abaixo na Figura 11.

Figura 11 – Zoneamento sísmico brasileiro

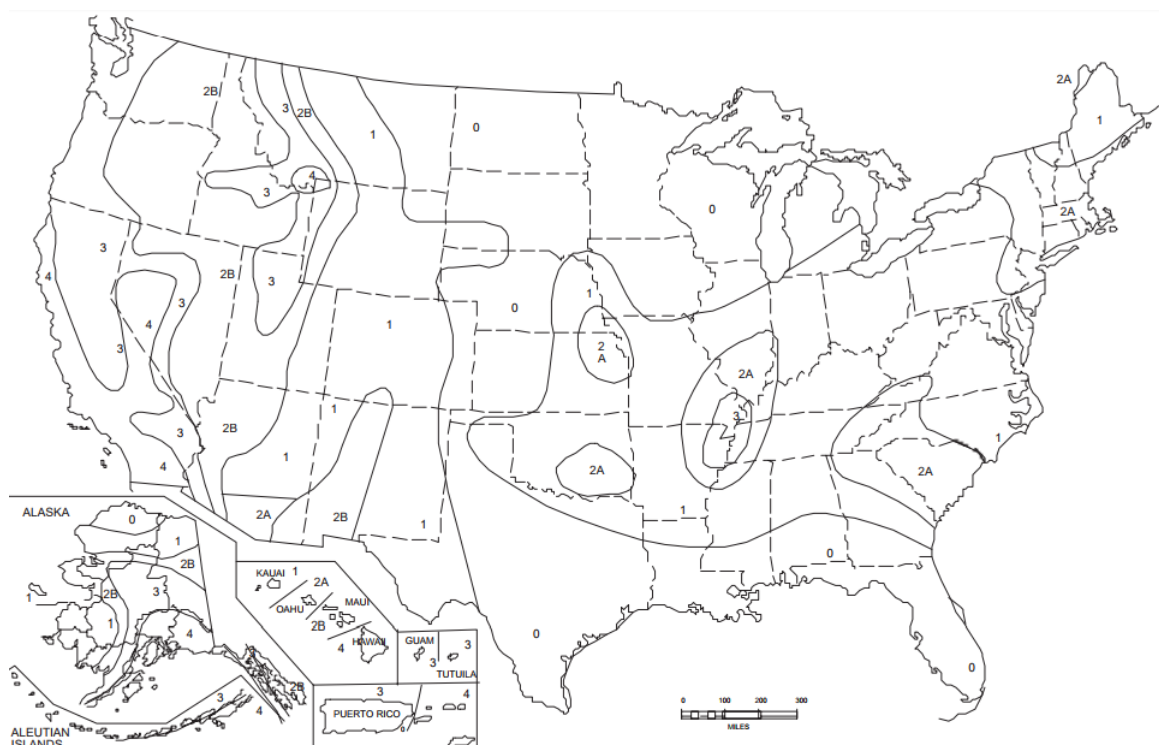


Fonte: NBR15421 (2006)

Como dito anteriormente, por acreditar que os resultados seriam mais expressivos e

a análise mais interessante, decidiu-se adotar uma aceleração sísmica horizontal de $0,3g$, superior ao maior valor presente na norma brasileira. Deste modo, utilizou-se o Uniform Building Code americano, cujo zoneamento é mostrado abaixo (Figura 12). A aceleração desejada é verificada na zona 3 (litoral oeste dos EUA e em algumas regiões do Alaska). No UBC a variável equivalente a a_g é denominada Z . Os valores de Z para cada uma das zonas sísmicas é apresentado na Tabela 3.

Figura 12 – Zoneamento sísmico nos EUA



Fonte: UBC (1997)

Tabela 3 – Valores do coeficiente Z

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40

Fonte: UBC (1997)

2.3.3 Classe de Terreno

A classificação do terreno de fundação leva em consideração os parâmetros geotécnicos médios do solo, avaliados em seus primeiros 30 metros. Quando a velocidade de propagação das ondas de cisalhamento V_s não for conhecida, permite-se a classificação do terreno a

partir do número médio de golpes do ensaio *SPT*, de acordo com a Figura 13. O terreno não pode ser considerado pertencente às categorias A ou B se houver uma camada superficial de solo (sem presença de rochas) superior a 3m.

Figura 13 – Classificação do terreno de acordo com o N_{SPT}

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\overline{V_s}$	\overline{N}
A	Rocha sã	$\overline{V_s} \geq 1\,500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1\,500$ m/s $\geq \overline{V_s} \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq \overline{V_s} \geq 370$ m/s	$\overline{N} \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq \overline{V_s} \geq 180$ m/s	$50 \geq \overline{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\overline{V_s} \leq 180$ m/s	$\overline{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	1 Solo exigindo avaliação específica, como: 2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazeáveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 3 Turfa ou argilas muito orgânicas; 4 Argilas muito plásticas; 5 Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

Fonte: NBR15421 (2006)

Optou-se por adotar a Classe de Terreno D neste estudo.

2.3.4 Espectro de Resposta

Segundo o texto da NBR15421 (2006): “O espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, para acelerações horizontais, corresponde à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%” e leva em consideração a aceleração sísmica horizontal a_g e a classe do terreno. É determinado, pela norma, através das Equações (2.4a) e (2.4b):

$$a_{gs0} = a_g * C_a \quad (2.4a)$$

$$a_{gs1} = a_g * C_v \quad (2.4b)$$

Onde:

- a_{gs0} e a_{gs1} são acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, já considerando o efeito da amplificação sísmica do solo;

- C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, obtidos na Figura 14. Segundo Roeder (1987) C_a e C_v são, respectivamente, coeficientes sísmicos para estruturas de período curto (dependentes da aceleração) e de períodos intermediário e longo (dependentes da velocidade);
- T é o período natural em segundos.

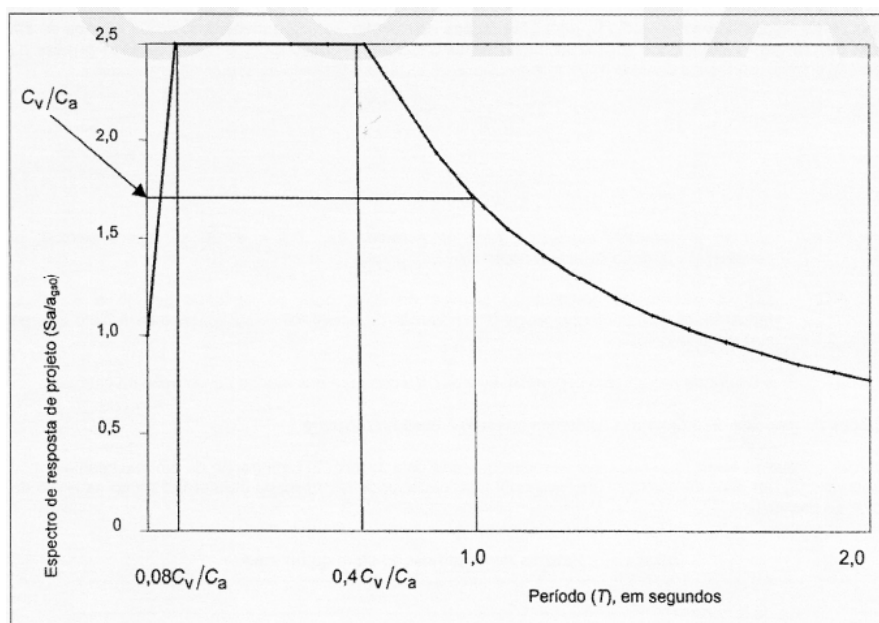
Figura 14 – Fatores de amplificação sísmica do solo

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR15421 (2006)

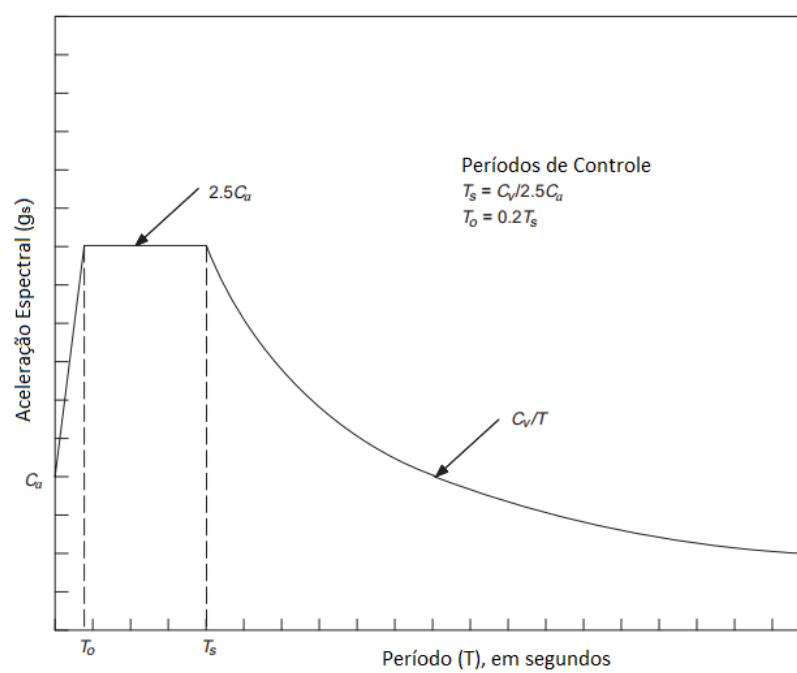
A NBR15421 (2006) define, também, o espectro de resposta de projeto graficamente, subdividido em três faixas de períodos. Na Figura 15 é apresentado o gráfico de variação de $S_a(T)$ proposto pela norma brasileira; já na Figura 16 temos o gráfico adotado pelos americanos (UBC, 1997). É preciso chamar a atenção aqui para a semelhança entre eles, observada por Parisenti (2011) quando cita que o espectro da NBR se baseia no da norma americana, pois a partir disso pode-se trazer os fatores de amplificação sísmica do solo desta para a marcha de cálculo aplicada na NBR (desde que juntamente com o fator Z equivalente) com a certeza de compatibilidade entre as respostas. Assim, serão adotados $C_a = 1,2$ e $C_v = 1,8$, obtidos através das conversões dos valores apresentados no UBC. Para mais informações consultar o referido código normativo.

Figura 15 – Variação do espectro de resposta em função do período segundo a NBR15421 (2006)



Fonte: NBR15421 (2006)

Figura 16 – Variação do espectro de resposta em função do período segundo o UBC (1997)



Fonte: UBC (1997)

2.3.5 Categorização das Estruturas

As estruturas devem ser categorizadas tanto sísmicamente, de acordo com a zona sísmica a qual pertencem, quanto de acordo com a sua utilização. A natureza da ocupação definirá sua categoria de utilização e correspondente fator de importância de solicitação, I . Na Tabela 4 é apresentado um resumo da definição das categorias de utilização e dos fatores I , retirado da norma brasileira. O projeto base se enquadra na Categoria de Utilização I, então será adotado Fator $I = 1,0$.

Tabela 4 – Categorias de utilização das edificações

Categoria de Utilização	Natureza da Ocupação	Fator I
I	Todas estruturas não classificadas como de categoria II ou III.	1,00
II	Estruturas de importância substancial para preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas a: Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área, Instituições penitenciárias, Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III.	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias, Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo, Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência.	1,50

Fonte: Adaptado da NBR15421 (2006)

A classificação sísmica é utilizada pela NBR15421 (2006) para definir os sistemas estruturais permitidos, limitar as irregularidades das estruturas (no plano e verticais) e estabelecer as análises sísmicas que devem ser realizadas. De acordo com a Tabela 5, o projeto de estudo foi categorizado no grupo C.

Tabela 5 – Categorias sísmicas

Zona Sísmica	Categoria Sísmica
Zonas 0 e 1	A
Zona 2	B
Zonas 3 e 4	C

Fonte: NBR15421 (2006)

A Norma dispensa que as estruturas localizadas na Zona Sísmica 0 apresentem qualquer resistência específica a sismos. As estruturas localizadas na Zona 1 devem resistir a carregamentos horizontais atuantes simultaneamente em todos os pisos, de forma independente em cada uma das duas direções ortogonais, com valor de 1% do peso do andar para cada piso. Devem contar também com um mecanismo de resistência à torção.

Para as estruturas das categorias B e C deve ser feito um estudo mais rigoroso, utilizando o método das Forças Horizontais Equivalentes, o método Espectral ou ainda a Análise com Histórico de Acelerações no Tempo.

2.3.6 Sistemas Básicos Sismo-Resistentes

A NBR15421 (2006) define que todo prédio, com exceção aos situados na Zona 0, deve apresentar um sistema com adequada rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia, na direção vertical e em duas direções horizontais ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência à torção. Os Sistemas Resistentes utilizados em projetos são apresentados em uma tabela, juntamente com seus respectivos valores dos Coeficientes de modificação de Resposta (R), de Sobre-Resistência (Ω_0) e de Amplificação de Deslocamentos (C_a) a serem utilizados na determinação das forças de projeto e deslocamentos da estrutura.

Roeder (1987) comenta que o coeficiente R leva em consideração a ductilidade atingida pelo sistema estrutural para reduzir as forças sísmicas de projeto. Segundo ele, é uma medida da ductilidade e do comportamento inelástico da estrutura, apresentando valores maiores para sistemas estruturais dúcteis que possam dissipar grandes quantidades de energia e tolerar grandes deformações inelásticas. Os menores valores têm a intenção de assegurar um comportamento aproximadamente elástico aos sistemas nos quais a sobre-resistência normalmente alcançada é considerada no dimensionamento – sistemas que se comportam mal quando sujeitos a ciclos de carregamento (plastificação) e descarregamento.

O autor também levanta suspeitas quanto aos pórticos momento resistentes com detalhamento especial, que levam o valor máximo de R , 8,5 segundo o UBC. Segundo ele, esse sistema é muito bem conceituado, mas sua performance durante um evento sísmico específico (Terremoto Northridge, que ocorreu próximo a Los Angeles em Janeiro de 1994, matando mais de 60 e ferindo aproximadamente 9000 pessoas) levantou dúvidas quanto

ao seu real desempenho. As observações vão ao encontro dos comentários feitos na seção anterior, e evidenciam a preocupação com este sistema resistente.

Neste trabalho serão adotados os valores de R determinados pela norma brasileira, mais conservadores do que os apresentados no UBC. Foram considerados sistemas com detalhamento usual – ao invés de detalhamento especial - tendo em vista a decisão de não detalhar as conexões. Os valores dos coeficientes são apresentados na Tabela 16 da NBR, e os sistemas resistentes e respectivos valores dos coeficientes adotados neste trabalho estão condensados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores adotados para os coeficientes R , Ω_0 e C_a

Sistema Resistente	Direção	R	Ω_0	C_a
Pórtico Momento-Resistente – Detalhamento Usual	Transversal	3,5	3,0	3,0
Pórtico Contraventado – De- talhamento Usual	Longitudinal	3,25	2,0	3,25

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Além do tipo de sistema resistente, a configuração estrutural do prédio é avaliada pela presença ou não de irregularidades. A NBR15421 (2006) prevê requisitos específicos de projeto para estruturas que apresentarem irregularidades, sejam geométricas ou diferenças de rigidez ou massa, tanto no plano como na vertical. Para tanto, as estruturas das categorias B e C devem ser classificadas em regulares ou irregulares, de forma semelhante às características apresentadas na seção anterior e seguindo a descrição da norma. O caso de estudo não apresenta nenhuma irregularidade, portanto o assunto não será comentado de maneira mais profunda. Para mais informações a respeito dos tipos e procedimentos adequados no caso de irregularidades consultar a seção 8.3 da NBR.

2.3.7 Critérios para a Modelagem

A norma permite considerar, na análise sísmica, as estruturas como perfeitamente fixadas às fundações, critério adotado neste trabalho. Quanto ao peso efetivo que deve ser contabilizado para análise, são indicadas as cargas permanentes atuantes, incluindo reservatórios de água e equipamentos fixados na estrutura, além de 25% da carga acidental de depósitos e estacionamentos.

O modelo matemático da estrutura deve considerar a rigidez de todos os elementos que tiverem relevância na distribuição de forças e deslocamentos da estrutura, além de representar a distribuição espacial de massa e rigidez da mesma.

Apesar de indicar que as forças sísmicas obtidas através das suas definições podem atuar em qualquer direção da estrutura, a norma permite a aplicação das forças separadamente e nas direções horizontais ortogonais principais, sem considerar a superposição de efeitos entre elas. São exceções as estruturas com determinadas irregularidades e aquelas nas quais for realizada análise sísmica com histórico de acelerações no tempo, as quais devem considerar combinação de 100% das cargas aplicadas em uma direção e 30% na sua direção ortogonal em cada caso de cálculo.

2.3.8 Limitações dos Deslocamentos

Os deslocamentos relativos Δ_x entre pavimentos são limitados de acordo com a categoria de utilização do edifício, conforme apresentado na Tabela 7, onde h_{sx} é a distância entre duas elevações consecutivas no pavimento x .

Tabela 7 – Deslocamentos relativos limites para cada categoria de utilização

Categoria de Utilização		
I	II	III
$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Fonte: NBR15421 (2006)

Os deslocamentos absolutos δ_x devem ser determinados através da Equação (2.5):

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I} \quad (2.5)$$

Onde:

- C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos, fornecido anteriormente;
- δ_{xe} o deslocamento “real” da estrutura, neste caso determinado através da análise computacional;
- I é o fator de importância de utilização, fornecido anteriormente.

A norma dispensa a consideração de efeitos de segunda ordem devidos à ação sísmica desde que o coeficiente de estabilidade Θ seja inferior a 0,1, em um pavimento x , conforme Equação (2.6).

$$\Theta = \frac{P_x * \Delta_x}{H_x * h_{sx} * C_d} \quad (2.6)$$

Onde:

- P_x é a força vertical com ponderação de 1,0, atuante no pavimento x ;
- Δ_x são os deslocamentos relativos entre pavimentos;
- H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x ;
- C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos, fornecido anteriormente;
- h_{sx} é distância entre duas elevações consecutivas no pavimento x .

O coeficiente de estabilidade Θ não pode ultrapassar o valor Θ_{max} definido na Equação (2.7). Quando $0,1 < \Theta < \Theta_{max}$ os esforços nos elementos e os deslocamentos devem ser majorados pelo fator $(1/1 - \Theta)$.

$$\Theta_{max} = \frac{0,5}{C_d} \leq 0,25 \quad (2.7)$$

2.3.9 Determinação do Período

Se não obtido por extração modal, o período natural aproximado da estrutura T_a pode ser determinado pela Equação (2.8), retirada da NBR 15421. Apenas o segundo método será utilizado neste trabalho para a determinação das forças sísmicas; Entretanto, posteriormente será determinada a frequência natural fundamental do modelo tridimensional por extração modal, o que possibilitará a comparação entre eles.

$$T_a = C_T * h_n^x \quad (2.8)$$

Onde C_T e x são definidos por:

- $C_T = 0,0724$ e $x = 0,8 \rightarrow$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;
- $C_T = 0,0466$ e $x = 0,9 \rightarrow$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;
- $C_T = 0,0731$ e $x = 0,75 \rightarrow$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças;
- $C_T = 0,0488$ e $x = 0,75 \rightarrow$ para todas as outras estruturas.

2.3.10 Demais Considerações da Norma e Resumo dos Coeficientes Adotados

Foram expostas até aqui as considerações da Norma NBR15421 (2006) consideradas essenciais para o caso de estudo. Outros tópicos são abordados no documento, mas julgou-se que não trariam muito benefício ao trabalho e por isso não foram discutidos. Os coeficientes adotados foram condensados na Tabela 8, indicando os valores normativos e a sua fonte, com o propósito de auxiliar no entendimento das etapas apresentadas na sequência.

Tabela 8 – Resumo dos coeficientes sísmicos adotados para o caso de estudo

Parâmetro	Sigla	Fonte	Valor
Zona Sísmica	-	UBC	3
Aceleração Sísmica Horizontal	a_g	UBC	0,3g
Classe do Terreno	-	NBR	D
Aceleração Sísmica Espectral	a_{gs0}	NBR	3,53
Aceleração Sísmica Espectral	a_{gs1}	NBR	5,30
Fator de Amplificação Sísmica do Solo (período curto)	C_a	UBC	1,20
Fator de Amplificação Sísmica do Solo (período longo)	C_v	UBC	1,80
Fator de Importância de Utilização	I	NBR	1,00
Categoria Sísmica	-	NBR	C
Coeficiente de Modificação de Resposta - CBF	R	NBR	3,25
Coeficiente de Modificação de Resposta - MRF	R	NBR	3,50
Coeficiente de Sobre-Resistência - CBF	Ω_0	NBR	2,00
Coeficiente de Sobre-Resistência - MRF	Ω_0	NBR	3,00
Amplificação de Deslocamentos - CBF	C_d	NBR	3,25
Amplificação de Deslocamentos - MRF	C_d	NBR	3,0
Deslocamentos Relativos Máximos	Δ_x	NBR	$0,020h_{sx}$
Período Natural Aproximado	T_a	NBR	A ser Calculado

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

2.4 Dimensionamento Segundo a NBR 8800:2008

Nesta seção serão apresentados os procedimentos normativos para o dimensionamento de elementos estruturais de aço submetidos a ações estáticas (capítulo 5 da norma), aqui limitados a pilares, vigas e barras utilizando seções laminadas e ignorando as conexões entre elementos (inclusive possíveis reduções de área provocadas por conexões parafusadas).

2.4.1 Força Resistente à Compressão Axial - $N_{c,Rd}$

A NBR8800 (2008) define que a força axial de compressão resistente de cálculo é determinada pela Equação (2.9).

$$N_{c,Rd} = \frac{Q\chi A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.9)$$

Onde:

- Q é o fator de redução relacionado à flambagem local do elemento, dependente das características geométricas da seção;
- χ é o fator de redução relacionado à flambagem global do elemento, dependente do seu índice de esbeltez λ_0 ;
- $A_g f_y$ é a resistência teórica (máxima) do elemento no regime elástico;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação das resistências do aço estrutural para escoamento, flambagem e instabilidade.

2.4.1 a) Fator Q

O procedimento para determinação do fator Q é apresentado no Anexo F da NBR8800 (2008). Sofrem redução na resistência ($Q < 1,0$) as seções que apresentarem um ou mais elementos componentes (abas) com relação entre largura e espessura superior aos limites estipulados na Tabela F.1 da referida norma. Não serão fornecidos aqui os valores limites nem as equações para determinação do fator Q , que variam de acordo com o tipo de seção empregada e com a classificação do elemento componente da seção (aba com duas bordas longitudinais vinculadas - AA - ou aba com apenas uma borda longitudinal vinculada - AL) e podem ser facilmente consultados na norma. Um exemplo de dimensionamento é apresentado como referência no Apêndice A.

2.4.1 b) Fator χ

O fator χ é dependente do índice de esbeltez do elemento λ_0 e da sua força axial de flambagem elástica N_e , definida no Anexo E da NBR8800 (2008). Para seções com dupla simetria, o valor de N_e a ser considerado será o menor obtido nas Equações

(2.10) e (2.11). O índice de esbeltez é determinado pela relação entre a força axial de plastificação e de flambagem elástica do elemento de acordo com a Equação (2.12).

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (2.10)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (2.11)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (2.12)$$

Onde:

- KL é o comprimento de flambagem do elemento;
- I é o momento de inércia da seção transversal;
- E é o módulo de elasticidade do aço;
- C_w é a constante de empenamento da seção transversal;
- G é o módulo de elasticidade transversal do aço;
- J é a constante de torção da seção transversal;
- r_0 é o raio de giração da seção em relação ao centro de cisalhamento.

Depois, é possível calcular χ de acordo com o índice de esbeltez obtido através da Equação (2.13).

$$\chi = \begin{cases} 0,658\lambda_0^2 & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad (2.13)$$

2.4.2 Momento Fletor Resistente de Cálculo

As considerações apresentadas a seguir são válidas para elementos de alma não esbelta e apresentados no Anexo G da NBR8800 (2008). A abordagem da norma consiste na determinação do menor momento fletor solicitante capaz de provocar flambagem local na seção (da mesa - FLM - ou da alma - FLA) ou flambagem lateral com torção no elemento (FLM), sendo que o momento resistente máximo é aquele que resulta na plastificação total da seção (M_{pl}). O parâmetro de esbeltez λ e seus limites (λ_p e λ_r), assim como o momento resistente elástico M_r são fornecidos na Tabela G.1 da norma, de acordo com o tipo de seção utilizada, mas omitidos neste trabalho.

2.4.2 a) FLM e FLA

O momento resistente limitado pela flambagem local na seção é determinado através das Equações (2.14a), (2.14b) e (2.14c):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.14a)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.14b)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.14c)$$

2.4.2 b) FLT

O momento resistente limitado pela flambagem por torção do elemento é determinado através das Equações (2.15a), (2.15b) e (2.15c). Devido à consideração de que o momento máximo solicitante é constante por toda a seção, temos que o fator $C_b = 1,0$.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.15a)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.15b)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.15c)$$

2.4.3 Combinação de Esforços Solicitantes

A NBR8800 (2008) define que, para atuação simultânea da força axial de compressão (ou tração) e de momentos fletores, seu efeito combinado deve ser considerado através das expressões:

- Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,0$
- Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,0$

2.4.4 Força Cortante Resistente de Cálculo - V_{Rd}

São apresentadas aqui as prescrições da NBR8800 (2008) para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma e sem enrijecedores transversais (coeficiente

$K_v = 5, 0$). Assim, segundo a norma, V_{Rd} é dado pelas Equações (2.16a), (2.16b) e (2.16c):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.16a)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.16b)$$

$$V_{Rd} = 1, 24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.16c)$$

Onde:

- $\lambda = \frac{h}{t_w}$;
- $\lambda_p = 1, 10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$;
- $\lambda_r = 1, 37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$;
- $V_p l$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma;
- h é a altura da alma;
- t_w é a espessura da alma;

Capítulo 3

Projeto Base e Modificações Propostas

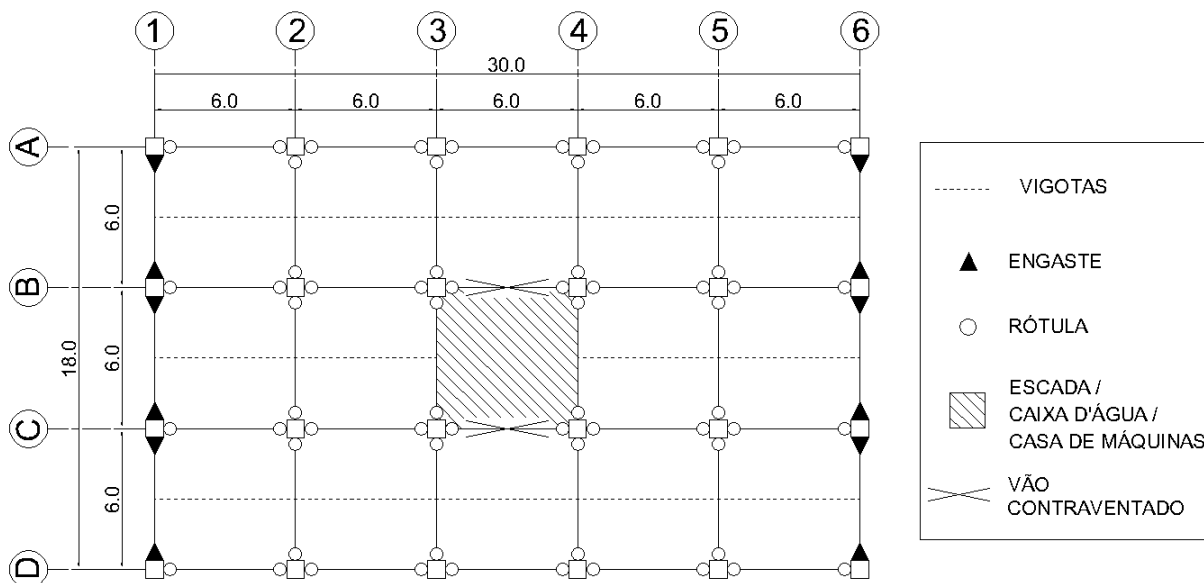
O dimensionamento proposto neste trabalho teve como ponto de partida um projeto de estrutura metálica dimensionado para resistir à carregamentos cotidianos de engenharia no Brasil - permanentes, acidentais e de vento – permitindo uma comparação entre a concepção das duas estruturas e a observação da adaptabilidade do projeto à uma carga sísmica considerável.

Neste capítulo serão apresentadas a geometria do projeto base e as adaptações propostas, tendo como base as diretrizes da NBR8800 (2008) e as recomendações discutidas no capítulo anterior.

3.1 Projeto Base

O projeto escolhido foi obtido em Pinho, Bellei & Pinho (2008), por apresentar uma geometria simples e simétrica, utilizar mais de um tipo de sistema resistente aos carregamentos horizontais e disponibilizar seu projeto de forma detalhada. Trata-se de um edifício comercial de oito andares – sete lajes tipo e cobertura – com estrutura de pórticos metálicos, a ser hipoteticamente construído na cidade do Rio de Janeiro. Possui planta retangular, tendo 6 eixos de comprimento e 4 de largura, todos igualmente espaçados de 6 metros (Figura 17). A planta se repete em todos os andares com uma altura de piso a piso de 3m.

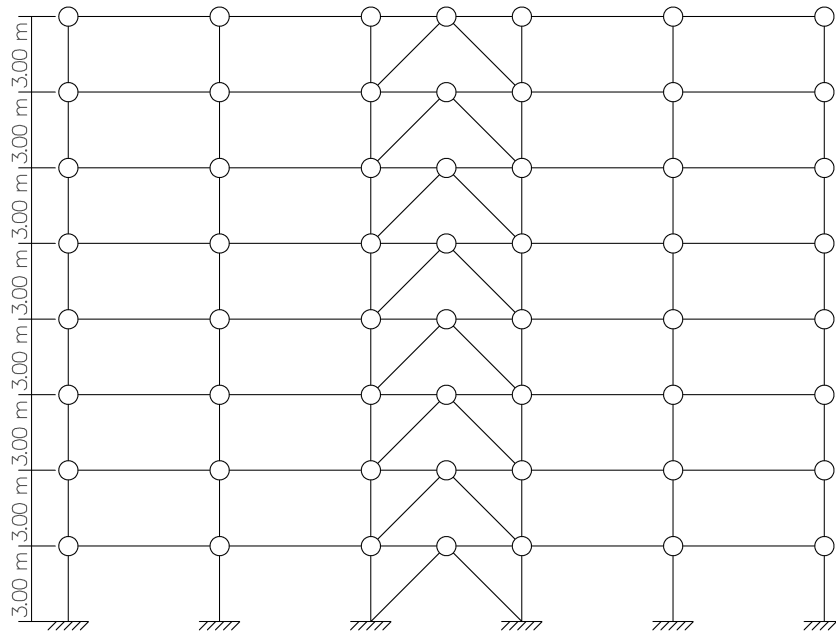
Figura 17 – Edifício base em planta



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Os pórticos situados nos eixos 1 e 6 são momento-resistentes (engastados na direção transversal ao edifício) e únicos responsáveis por resistir aos carregamentos horizontais transversais; os pórticos situados nos eixos B e C possuem contraventamento no vão entre os eixos 3 e 4, sendo considerados os únicos elementos de resistência aos carregamentos horizontais longitudinais (Figura 18). As lajes são formadas por placas de concreto com 9cm de espessura, apoiadas em vigotas metálicas, com vãos de 3m. Os elementos da estrutura foram dimensionados seguindo as prescrições da NBR8800 (2008), considerando os Estados Limites Últimos e de Serviço para deslocamentos.

Figura 18 – Eixos B e C do edifício base



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Após a determinação das forças solicitantes, os esforços nos elementos foram obtidos através de um software de análise elástica linear de elementos planos. Assim, as colunas e vigas dos pórticos rígidos foram dimensionadas para resistir a esforços de flexo-compressão e as dos quadros rotulados a esforços de compressão simples. Uma importante consideração feita no dimensionamento das vigas (exceto para as vigas de borda) foi adotar uma seção composta com a laje de concreto (formando uma seção T), aumentando sua inércia e exigindo a verificação daquelas para mais de uma etapa contrutiva: antes de a laje ser fixada à estrutura – verificar se a seção simples de aço resistiria ao peso próprio da estrutura somado ao peso das placas de concreto – e após a fixação da mesma – verificar se a seção mista resistiria ao acréscimo das cargas acidentais e de revestimentos, e determinar a quantidade de conectores entre as vigas e a laje. Efeitos de segunda ordem foram considerados no dimensionamento das colunas dos pórticos engastados através do fator $B2$ apresentado na NBR8800 (2008).

Os deslocamentos nos pórticos rígidos e contraventados foram obtidos com o auxílio do modelo computacional plano supracitado e as flechas nas vigas através da Equação (3.1). As respostas encontradas foram comparadas com os limites estipulados pela NBR8800 (2008) (ver Tabela 9) e consideradas adequadas.

$$\delta_{ser} = \frac{1}{EI_x} \cdot \left(\frac{5QL^4}{384} + \frac{PL^3}{48} \right) \quad (3.1)$$

Tabela 9 – Deslocamentos limites

Elemento	δ limite
Vigas cobertura	$L/250$
Vigas tipo	$L/350$
Pilares (topo em relação à base)	$H/400$
Pisos consecutivos	$H/500$

Fonte: Adaptado da NBR8800 (2008)

3.1.1 Materiais Utilizados

Toda a estrutura é em aço ASTM A572 G50; as lajes são formadas por placas de concreto com $fck = 20\text{MPa}$. Os pesos específicos dos materiais utilizados – no revestimento, vedação e na própria estrutura – foram obtidos na NBR6120 (1980). Os valores adotados podem ser verificados nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Pesos específicos adotados

Material	$\rho(kN/m^3)$
Concreto Armado	25,0
Aço	78,5
Gesso	12,5
Tijolos Furados	13,0
Argamassa	21,0

Fonte: Adaptado da NBR6120 (1980)

Tabela 11 – Propriedades mecânicas dos materiais

Material	Propriedade
ASTM A572 G50	$E_s = 200\text{ GPa}$
ASTM A572 G50	$f_y = 350\text{ MPa}$
ASTM A572 G50	$f_u = 450\text{ MPa}$
Concreto Laje	$fck = 20\text{ MPa}$

Fonte: Pinho, Bellei & Pinho (2008)

3.1.2 Ações Solicitantes Considerados

A seguir são apresentadas as cargas permanentes (Tabela 12) e acidentais (Tabela 13) consideradas no dimensionamento do projeto base e adotadas na sequência deste trabalho.

Tabela 12 – Cargas permanentes adotadas

Elemento	Carregamento distribuído (kN/m^2)
Laje espessura 9cm	2,29
Revestimento do piso (argamassa 3cm)	0,64
Forro	0,32
Paredes	1,25
Peso da Estrutura (Estimado)	0,36
Impermeabilização (2cm)	0,51
Estrutura Caixa D'água	9,61

Fonte: Pinho, Bellei & Pinho (2008)

Tabela 13 – Cargas acidentais adotadas

Local	Carregamento distribuído (kN/m^2)
Laje de cobertura	0,50
Laje do tipo	2,00
Escadas (c/ acesso público)	3,00
Elevador (casa de máquinas)	7,50

Fonte: Adaptado da NBR6120 (1980)

As cargas devidas ao vento foram calculadas, seguindo a NBR6123 (1988), para as duas direções ortogonais principais, e divididas igualmente entre os pórticos resistentes em cada uma das direções. Assumiu-se as seguintes hipóteses: velocidade básica de vento $v_0 = 35m/s$, construção com alto fator de ocupação (fator estatístico $S_3 = 1$) em terreno plano (fator topográfico $S_1 = 1$) e urbanizado (Categoria IV). Foram determinadas as pressões dinâmicas para faixas de 5m ao longo da altura do edifício, e aplicadas as forças estáticas horizontais equivalentes de vento em cada pavimento baseado na área de influência dos mesmos. O cálculo das forças atuantes não será apresentado aqui pois não é o foco deste trabalho; os resultados podem ser verificados na próxima seção em uma comparação com as forças sísmicas estáticas equivalentes.

3.2 Método das Forças Horizontais Equivalentes

A NBR15421 (2006) prevê três métodos para o dimensionamento das estruturas resistentes a sismos, já citados anteriormente, dos quais apenas o método que dá título à esta seção será utilizado e doravante discutido. Este consiste na determinação da força

horizontal atuante na base da edificação, de acordo com as características da ação sísmica e da estrutura, e sua distribuição ao longo dos pavimentos para obtenção das forças solicitantes.

É dispensada a verificação de resistência sísmica às edificações presentes na zona sísmica 0, além de se simplificar o procedimento para as edificações presentes na zona 1: devem resistir a um carregamento horizontal em cada andar igual à 1% do peso do referido pavimento, de forma independente nas duas direções ortogonais principais e simultaneamente em todos os pavimentos. O objeto de estudo não se enquadra em tais situações, de forma que maiores informações a respeito devem ser obtidas diretamente da NBR15421 (2006).

A seguir é apresentada a marcha de cálculo válida para as estruturas das categorias B e C.

3.2.1 Período Natural Fundamental Aproximado

A distribuição vertical da força horizontal estática total atuante em uma estrutura depende do período natural fundamental da mesma, determinado aqui seguindo o método aproximado proposto pela NBR15421 (2006) e apresentado no capítulo anterior, obtido de acordo com a Equação (2.8). É permitida a determinação do período natural da estrutura através de um processo de extração modal, mas o valor obtido não pode ser superior ao produto do coeficiente de limitação do período (C_{up}) pelo período natural aproximado da estrutura (T_a). Esta avaliação será apresentada na seção de análise dos resultados.

Como é permitida a aplicação das forças horizontais separadamente em cada uma das direções ortogonais, sem considerar a superposição de efeitos (com exceção das estruturas de categoria sísmica C com irregularidades específicas no plano), e o edifício de estudo possui diferentes sistemas estruturais em cada uma das direções, será preciso analisar o período, e consequentemente as forças horizontais, separadamente. Além disso, vale ressaltar que no caso da análise plana é possível pressupor que cada sistema estrutural funcione independentemente, como feito no projeto base, algo que não ocorre no modelo tridimensional e que pode resultar em considerações de projeto diferentes na obtenção dos coeficientes de cálculo.

Deste modo, foram tomados coeficientes de cálculo distintos para cada uma das direções principais da estrutura, de acordo com o sistema estrutural atuante. Na Tabela 14 são expostos os valores adotados para cada coeficiente e o período natural calculado em segundos.

Tabela 14 – Período natural da estrutura

Direção	Sistema Resistente	C_T	x	$T_a(s)$
Transversal	Forças 100% resistidas por pórticos de aço momento- resistentes	0,0724	0,80	0,92
Longitudinal	Forças sísmicas resistidas em parte por pórticos de aço contraventados.	0,0731	0,75	0,79

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

3.2.2 Força Horizontal Total

A força horizontal total na base da estrutura, para cada direção, é obtida através da Equação (3.2):

$$H = C_s \cdot W \quad (3.2)$$

Onde:

- H é a força horizontal total;
- C_s é o coeficiente de resposta sísmica, com valor definido na Equação (3.3);
- W é o peso total da estrutura (definido no item 8.7.2 da NBR15421 (2006) como sendo os pesos permanente, fixos e de reservatórios de água em sua totalidade e 25% do peso de áreas de armazenamento e estacionamentos);

$$C_s = \frac{2,5 \cdot (a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad (3.3)$$

Sendo g a aceleração da gravidade. C_s deve permanecer no intervalo $0,01 \leq C_s \leq \frac{a_{gs1}/g}{T(R/I)}$.

Notadamente a força horizontal total depende do peso da edificação. Para obtê-lo foi considerado o somatório dos pesos dos materiais utilizados e do reservatório de água, descritos na Tabela 12, além de 25% da carga acidental da casa de máquinas. Em relação aos valores adotados no projeto base, a única modificação efetuada é a do peso estimado da estrutura, que foi aumentado em aproximadamente 30% (passando de 0,36 para 0,48 kN/m²) tendo em vista o incremento das solicitações e a projeção de aumento das seções da estrutura. Os valores obtidos para cada pavimento são expostos na sequência:

- Pavimento Tipo: Laje + Revestimento Piso + Forro + Paredes + Estrutura = $0,229 + 0,064 + 0,032 + 0,125 + 0,036 = 0,486tf/m^2 \rightarrow W_{tipo} = 0,486tf/m^2 \cdot (18 \cdot 30)m^2 = 262,44 tf$;
- Cobertura: Laje + Revestimento Piso + Forro + Estrutura + Impermeabilização = $0,229 + 0,064 + 0,032 + 0,036 + 0,051 = 0,412tf/m^2 \rightarrow W_{cob} = 0,412tf/m^2 \cdot (18 \cdot 30)m^2 = 222,48 tf$;
- Reservatório: Estrutura Caixa D'água + Carga Acidental Casa de Máquinas = $0,961 + 0,25 \cdot 0,75 = 1,148tf/m^2 \rightarrow W_{res} = 1,148tf/m^2 \cdot (6 \cdot 6)m^2 = 41,33 tf$;
- Total: $W_{tipo} \cdot 7 + W_{cob} + W_{res} = 2100,91 tf$.

As demais constantes utilizadas nas equações já foram definidas no capítulo anterior. Seus valores são agora retomados e o resultado dos cálculos apresentados na Tabela 15 abaixo.

Tabela 15 – Força horizontal total atuante na estrutura de estudo

Direção	Constantes	C_s	H (kN)
Transversal	$a_{gs0} = 3,53$ $a_{gs1} = 5,30$ $R = 3,50$ $I = 1,0$	0,16766	3522,3
Longitudinal	$a_{gs0} = 3,53$ $a_{gs1} = 5,30$ $R = 3,50$ $I = 1,0$	0,20962	4403,9

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

3.2.3 Distribuição Vertical das Forças Sísmicas

Com o peso da estrutura determinado e calculada a força horizontal total, deve-se distribuí-la verticalmente nos pavimentos da edificação de acordo com a Equação (3.4) apresentada na NBR15421 (2006):

$$H_x = C_{vx} \cdot H \quad (3.4)$$

Onde C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical entre as várias elevações, que depende do peso da elevação considerada (W_x), da altura relativa à base (h_x) e do período fundamental da estrutura (T_a) através da relação com o coeficiente de distribuição k expressa a seguir. C_{vx} é definido pela NBR15421 (2006), para cada pavimento, através da Equação (3.5).

- Se $T_a < 0,5s \longrightarrow k = 1$;
- Se $0,5s \leq T_a \leq 2,5s \longrightarrow k = (T + 1,5)/2$;
- Se $T > 2,5s \longrightarrow k = 2$.

$$C_{vx} = W_x * h_x^k / \sum_{i=1}^x W_i * h_i^k \quad (3.5)$$

Os cálculos para a situação de estudo são apresentados nas Tabelas 16 e 17, para as direções transversal e longitudinal, respectivamente. Na Tabela 18 é possível avaliar a diferença de magnitude entre o carregamento de vento atuante no projeto base e o carregamento sísmico obtido segundo o método das forças estáticas equivalentes para as condições de projeto propostas neste trabalho.

Tabela 16 – Forças sísmicas horizontais na direção transversal

Andar	h_x (m)	W_x (tf)	k	$W_x * h_x^k$	C_{vx}	H_x (kN)
Tipo 1	3	262,44	1,21	991,76	0,0195	68,8
Tipo 2	6	262,44	1,21	2294,52	0,0452	159,2
Tipo 3	9	262,44	1,21	3747,87	0,0738	260,0
Tipo 4	12	262,44	1,21	5308,55	0,1046	368,3
Tipo 5	15	262,44	1,21	6954,24	0,1370	482,5
Tipo 6	18	262,44	1,21	8671,00	0,1708	601,6
Tipo 7	21	262,44	1,21	10449,22	0,2058	725,0
Cobertura	24	263,81	1,21	12346,62	0,2432	856,7
Somatório		2100,91		50763,76	1	3522,3

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Tabela 17 – Forças sísmicas horizontais na direção longitudinal

Andar	h_x (m)	$W_x(tf)$	k	$W_x * h_x^k$	C_{vx}	$H_x (kN)$
Tipo 1	3	262,44	1,15	924,62	0,0218	95,8
Tipo 2	6	262,44	1,15	2046,63	0,0482	212,1
Tipo 3	9	262,44	1,15	3257,60	0,0766	337,5
Tipo 4	12	262,44	1,15	4530,20	0,1066	469,4
Tipo 5	15	262,44	1,15	5850,69	0,1376	606,2
Tipo 6	18	262,44	1,15	7210,64	0,1696	747,1
Tipo 7	21	262,44	1,15	8604,31	0,2024	891,5
Cobertura	24	263,81	1,15	10080,48	0,2372	1044,4
Somatório		2100,91		42505,16	1	4403,9

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Tabela 18 – Comparação entre carregamentos horizontais devidos ao vento e sísmicos

Direção	Andar	$H_{vento}(kN)$	$H_{sismo}(kN)$
Transversal	1	51,8	68,8
	2	61,8	159,2
	3	65,6	260,0
	4	69,3	368,3
	5	71,8	482,5
	6	74,2	601,6
	7	82,6	725,0
	Cobertura	82,6	856,7
Longitudinal	1	23,9	95,8
	2	28,5	212,1
	3	30,3	337,5
	4	32,0	469,4
	5	33,2	606,2
	6	34,3	747,1
	7	38,1	891,5
	Cobertura	38,1	1044,4

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Como verificado, a diferença entre os carregamentos estáticos devidos ao vento e à sismos é significativa, não apenas por sua desigualdade de intensidade, mas também pela natureza de ambos, sendo o primeiro uma pressão superficial altamente dependente do formato da edificação - e por isso apresentando alteração importante entre as duas direções

consideradas - e o segundo uma força inercial relacionada às distribuições de massa e rigidez da construção, sobressaindo a variação ao longo da altura em relação à variação entre as duas direções principais. Claro que as escolhas de projeto feitas neste trabalho contribuíram grandemente para a diferença apresentada. Assumir uma *PGA* elevada teve como objetivo acentuar as particularidades do comportamento da estrutura para cada uma destas situações, provocando alterações significativas das respostas quando modificadas a concepção e o dimensionamento dos elementos do projeto base. Além da *PGA*, a escolha da classe de terreno (considerada *D* pelo desconhecimento das propriedades do solo) e a escolha por sistemas resistentes com detalhamento usual (em virtude de as conexões não terem sido detalhadas) também influenciam no aumento do módulo das cargas sísmicas.

3.2.4 Determinação dos Deslocamentos

A NBR15421 (2006) delimita os deslocamentos absolutos e relativos (entre pavimentos) de cada edificação de acordo com o seu sistema sismo-resistente, peso, altura (incluindo diferença de nível entre pavimentos) e fator de importância de utilização (*I*), mas determina que seus valores sejam obtidos a partir do modelo matemático da estrutura. Deste modo, a avaliação dos deslocamentos da estrutura e eventual necessidade de consideração de efeitos de segunda ordem será apresentada posteriormente, juntamente com a exposição dos resultados obtidos através do modelo matemático.

3.3 Modificações Propostas no Projeto Base

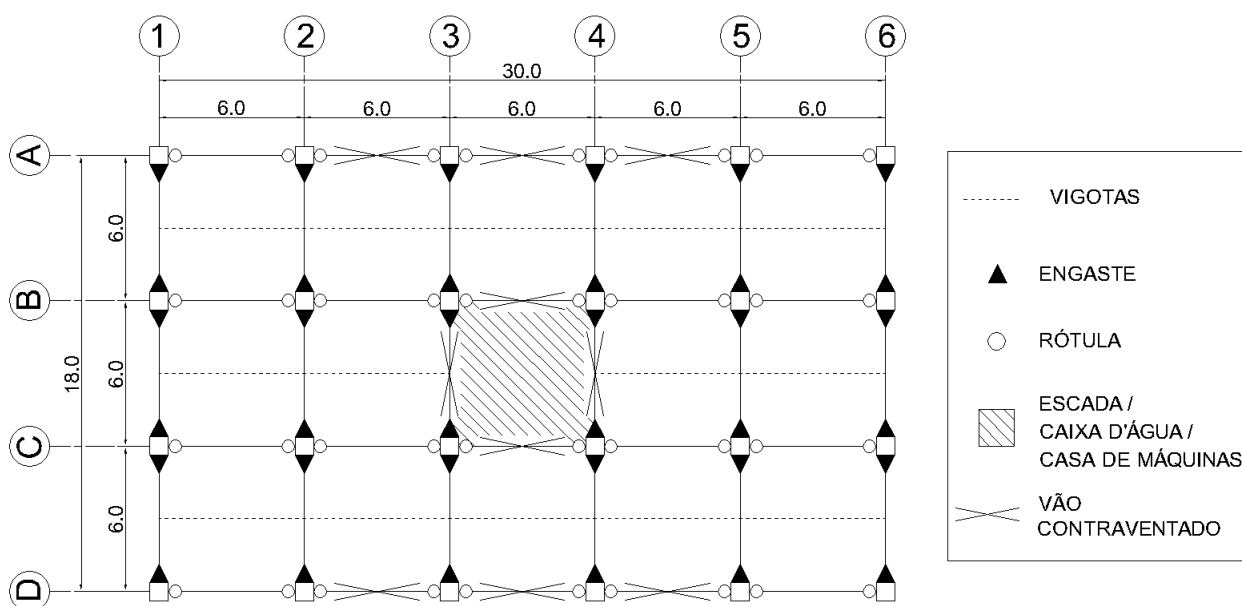
Apesar do projeto base escolhido já obedecer aos critérios de simplicidade geométrica e simetria, características importantes em uma estrutura solicitada por cargas sísmicas (discutidas no capítulo anterior), algumas modificações foram feitas no sentido de melhorar seu desempenho e/ou em virtude dos primeiros resultados obtidos na análise do modelo computacional.

A primeira modificação implementada foi a mudança dos vãos contraventados, que deixaram de ser utilizados apenas na região central da estrutura (no alinhamento dos eixos *B* e *C*) e foram incluídos nas bordas, nos eixos *A* e *D*. Essa alteração foi motivada pela recomendação (DANTAS, 2013; BALENDRA, 1993; PARISENTI, 2011) de adotar um sistema no qual os elementos capazes de resistir às solicitações horizontais sejam posicionados preferencialmente no perímetro externo da edificação, aumentando o braço de alavanca em relação ao centro de rigidez da estrutura e melhor combatendo possíveis efeitos de torção. Foram adicionados seis vãos contraventados (três em cada um dos pórticos, mantendo a simetria do sistema) em virtude dos deslocamentos e esforços excessivos obtidos nas análises preliminares.

A manutenção do contraventamento como sistema resistente em uma das direções faz com que a estrutura apresente uma interação entre os dois mecanismos utilizados, não computada na análise através de modelo plano feita no projeto base (o *MRF* contribui com a rigidez na direção longitudinal através do seu eixo de menor inércia). Ainda, essa nova configuração, com as barras de contraventamento situadas nos pórticos de borda, traz o incômodo de restringir a abertura de janelas nas fachadas longitudinais e requerer maior atenção construtiva a fim de garantir o funcionamento de ambos os sistemas da forma planejada. Apesar destas restrições, optou-se por manter o pórtico contraventado para se conservar uma identidade com a estrutura base, possibilitando uma comparação de resultados. Outro fator importante é o caráter acadêmico deste trabalho, de forma que foi considerado mais interessante abordar o funcionamento de dois sistemas estruturais distintos (pórtico momento-resistente e contraventado) do que priorizar o aspecto construtivo citado.

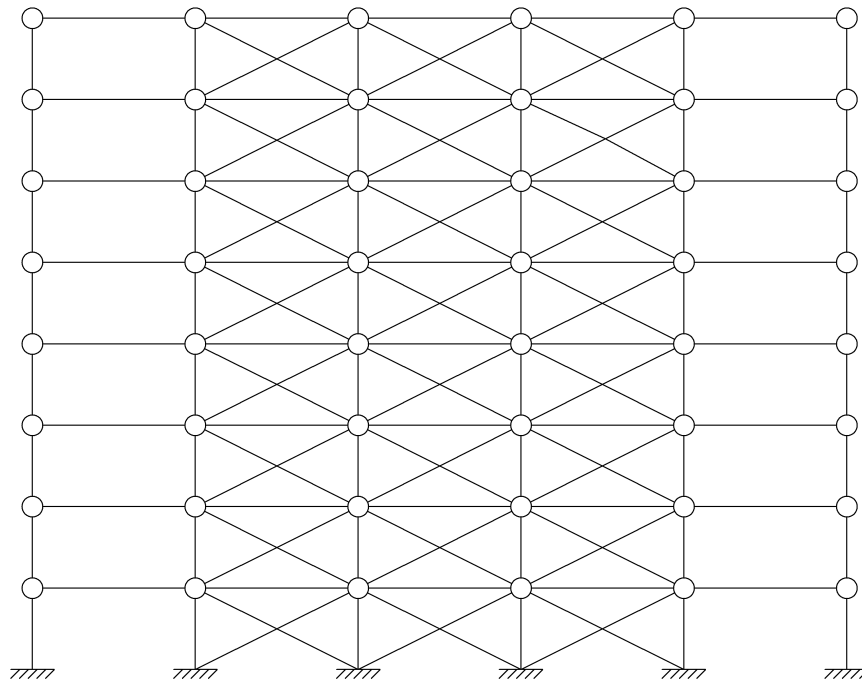
A segunda modificação também se dá em virtude dos primeiros resultados obtidos. Optou-se por aumentar a quantidade de pórticos momento-resistentes e adicionar um núcleo de rigidez à estrutura. Deste modo, o modelo a ser analisado nos próximos capítulos conta com seis pórticos engastados (eixos 1, 2, 3, 4, 5 e 6), quatro a mais do que o projeto base, e seis vãos contraventados (antes eram dois), posicionados entre os eixos 2 e 5, nas fileiras A e D, além do núcleo de rigidez. A geometria adotada para o projeto pode ser visualizada nas Figuras 19 e 20.

Figura 19 – Geometria adotada em planta



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 20 – Elevação eixos A e D da geometria adotada



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Os materiais empregados são os mesmos utilizados no projeto base, assim como as cargas permanentes e acidentais atuantes com exceção do peso próprio da estrutura, que foi aumentado de 0,36 para 0,48 kN/m^2 em virtude do aumento das seções dos elementos.

Quanto aos tipos de seções metálicas utilizadas no dimensionamento foram mantidas as escolhas do projeto base, retiradas das tabelas fornecidas pela AISC (American Institute of Steel Construction). Pilares com seção HP (mesa larga) por apresentarem uma relação mais interessante entre os seus eixos de menor e maior inércia do que as seções W ou I, sendo todos posicionados com seu eixo de maior inércia na direção transversal (atuando nos MRF's). Todas as vigas foram dimensionadas usando seções W e as barras de contraventamento com cantoneiras duplas.

Capítulo 4

Modelo Computacional e Resultados

Definidas a geometria e as forças atuantes na estrutura podemos passar à etapa de análise e dimensionamento. Para tanto, foi desenvolvido um modelo tridimensional em um software de análise por elementos finitos (ANSYS - R18.2 versão acadêmica) utilizando elementos de barra e placa - vigas e pilares foram modelados utilizando os elementos BEAM189 e LINK180, enquanto que para as lajes foi empregado o elemento SHELL281. A malha aplicada foi gerada automaticamente pelo programa, através da ferramenta *meshtool*, com refinamento nos encontros dos elementos. O modelo foi elaborado de forma gradual, partindo de pórticos planos. As respostas fornecidas em cada etapa foram comparadas com as informações do projeto base e com outros softwares de análise - FTOOL no caso dos pórticos planos e um código de pórticos espaciais desenvolvido no MATLAB para o modelo completo - de forma a aumentar a credibilidade das mesmas. Esse procedimento não substitui um teste em uma estrutura real como forma de validação de modelos computacionais, mas é uma saída viável nesta situação em particular, especialmente quando levamos em conta o tempo e recursos escassos.

Outras hipóteses aplicadas, com o intuito de simplificar o objeto de estudo, foram: a análise executada foi elástica linear; as forças sísmicas horizontais foram aplicadas pontualmente ao longo da altura e largura da edificação, de acordo com a distribuição de massa da estrutura, enquanto que os carregamentos verticais foram distribuídos igualmente entre as vigas de cada pavimento; a base da estrutura foi considerada perfeitamente engastada e fixa; as duas direções principais da estrutura foram analisadas de forma independente (sem superposição de efeitos); por fim, foi adotado um comportamento de diafragma rígido para as lajes. Vale ressaltar que todas as considerações descritas são permitidas pela NBR15421 (2006).

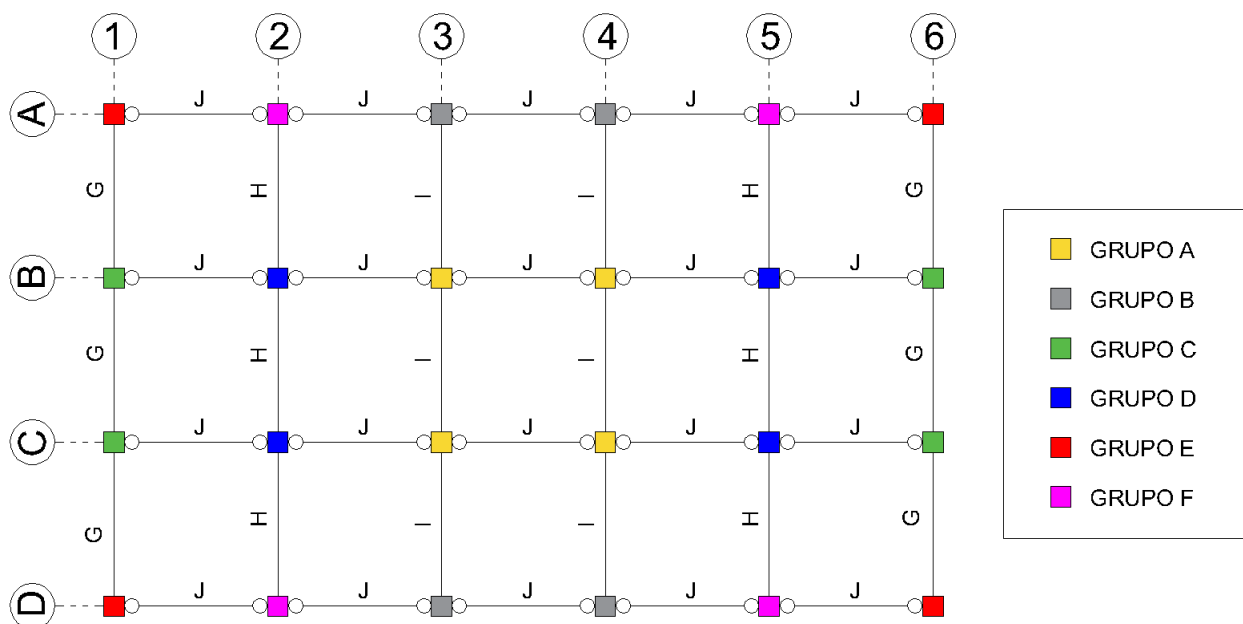
Ainda, foi aplicado na estrutura um momento de torção de 5% do valor da força horizontal atuante, seguindo as diretrizes da NBR15421 (2006), como medida corretiva no caso de excentricidades acidentais entre os centros de massa e rigidez.

4.1 Resultados

Para facilitar a exposição e discussão dos resultados do dimensionamento a estrutura foi subdividida em grupos de elementos, nomeados de "A" a "K" de acordo com o seu posicionamento em planta e numerados de "1" a "3" de acordo com a sua elevação. Os dois primeiros pavimentos compõem o trecho "1" (deste modo, todos os elementos com elevação igual ou inferior a 6m têm o sufixo "1"), os três pavimentos intermediários o trecho "2" (a partir de 6m até 15m) e os últimos três pavimentos o trecho "3". No Apêndice A é apresentado um exemplo do procedimento de cálculo utilizado no dimensionamento dos elementos - no caso das vigas é desprezada a consideração de flexão por torsão pois têm sua superfície comprimida contida de forma contínua pela presença das lajes. Os grupos de dimensionamento estão definidos na Figura 21, com exceção do Grupo "K", que abrange apenas as barras de contraventamento.

Os esforços atuantes em cada elemento e as seções adotadas são apresentadas na Tabela 19.

Figura 21 – Grupos de dimensionamento em planta



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Tabela 19 – Respostas da análise espacial e seções adotadas

Grupo	Direção Crítica	Msd (kNm)	Nsd (-kN)	Vsd (kN)	Seção Adotada	Solicitação / Resistência
A1	Trans.	151,2	779,5	99,9	HP 250x62	0,93
A2	Trans.	143,2	538,0	94,9	HP 250x62	0,80
A3	Trans.	119,7	301,0	79,6	HP 250x62	0,59
B1	Trans.	20,6	467,8	13,6	HP 200x53	0,39
B2	Trans.	24,3	377,2	16,1	HP 200x53	0,35
B3	Trans.	20,5	190,8	13,7	HP 200x53	0,18
C1	Trans.	187,4	760,3	123,8	HP 310x79	0,77
C2	Trans.	146,9	539,0	97,4	HP 250x62	0,82
C3	Trans.	67,7	222,0	45,0	HP 200x53	0,45
D1	Trans.	185,0	764,8	122,2	HP 310x79	0,76
D2	Trans.	145,1	538,3	96,2	HP 250x62	0,81
D3	Trans.	66,9	220,3	44,5	HP 200x53	0,45
E1	Trans.	187,3	1121,7	123,7	HP 310x79	0,90
E2	Trans.	146,9	764,0	97,4	HP 250x62	0,92
E3	Trans.	67,7	283,4	45,0	HP 200x53	0,47
F1	Trans.	185,0	1129,5	122,2	HP 310x79	0,89
F2	Trans.	145,1	763,0	96,2	HP 250x62	0,91
F3	Trans.	66,9	281,4	44,5	HP 200x53	0,47
G1	Trans.	40,3	52,8	29,9	W 200x22,5	0,72
G2	Trans.	41,2	40,9	27,9	W 200x22,5	0,67
G3	Trans.	40,7	54,7	21,6	W 200x22,5	0,74
H1	Trans.	50,7	57,7	67,7	W 200x26,6	0,63
H2	Trans.	54,5	52,3	61,5	W 200x26,6	0,67
H3	Trans.	51,3	124,8	53,2	W 200x26,6	0,75
I1	Trans.	65,0	50,4	41,2	W 200x26,6	0,79
I2	Trans.	69,6	80,9	41,0	W 200x26,6	0,86
I3	Trans.	68,3	134,8	40,8	W 200x26,6	0,94
J1	Long.	40,5	56,9	27,0	W 200x26,6	0,51
J2	Long.	40,5	112,6	27,0	W 200x26,6	0,62
J3	Long.	40,5	206,8	27,0	W 200x26,6	0,79
K	Long.	0,0	769,4	0,0	2L 76x76x12,7	0,62

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

4.1.1 Deslocamentos

Como determinado pela norma NBR15421 (2006) é preciso avaliar os deslocamentos relativos entre elevações da estrutura. Como a categoria de utilização da edificação é I, temos que o deslocamento relativo limite é $\Delta_{max} = 0,02h_{sx}$ e, como a diferença de elevação é constante ao longo da edificação (3m), o deslocamento relativo limite também será constante e com valor $\Delta_{max} = 6 \text{ cm}$. Para tal verificação é preciso determinar o deslocamento absoluto de cada elevação, dado pela Equação (2.5), e obter a diferença entre o deslocamento absoluto de dois pavimentos consecutivos. Os valores obtidos para os deslocamentos absolutos e relativos de cada pavimento da estrutura, avaliados segundo as maiores respostas registradas em cada uma das duas direções principais, estão expostos nas Tabelas 20 e 21.

Também são avaliados os coeficientes de estabilidade Θ de cada elevação, dados pela Equação (2.6). A NBR15421 (2006) diz que, caso $\Theta \leq \Theta_{max}$, a consideração dos efeitos de segunda ordem na estrutura é dispensável. Neste caso, $\Theta_{max} = \frac{0,5}{C_d}$, ou seja, $\Theta_{max} = 0,167$ para a direção transversal e $\Theta_{max} = 0,154$ para a direção longitudinal - vale lembrar que o coeficiente C_d é diferente para cada uma das direções pois o sistema resistente é distinto em cada uma delas. Tendo em vista que o valor limite estabelecido foi obedecido, como pode ser verificado abaixo, os efeitos de segunda ordem não foram considerados no dimensionamento da estrutura.

Nas Figuras 22 e 23 são apresentados os deslocamentos da estrutura para cada uma das situações de carregamento (em metros).

Tabela 20 – Coeficientes de estabilidade dos pórticos transversais

Andar	Desloc. Real (cm)	Desloc. Abs. (cm)	Desloc. Relativo Δ (cm)	Δ_{max} (cm)	Carga Vertical (tf)	Coef. Estab. Θ	Θ_{max}
Tipo 1	0,61	1,98	1,98	6,00	262,44	0,056	0,154
Tipo 2	1,27	4,13	2,15	6,00	262,44	0,027	0,154
Tipo 3	2,04	6,63	2,50	6,00	262,44	0,020	0,154
Tipo 4	2,77	9,00	2,37	6,00	262,44	0,014	0,154
Tipo 5	3,44	11,18	2,18	6,00	262,44	0,010	0,154
Tipo 6	4,06	13,20	2,02	6,00	262,44	0,007	0,154
Tipo 7	4,55	14,79	1,59	6,00	262,44	0,005	0,154
Cobertura	4,86	15,80	1,01	6,00	263,826	0,003	0,154

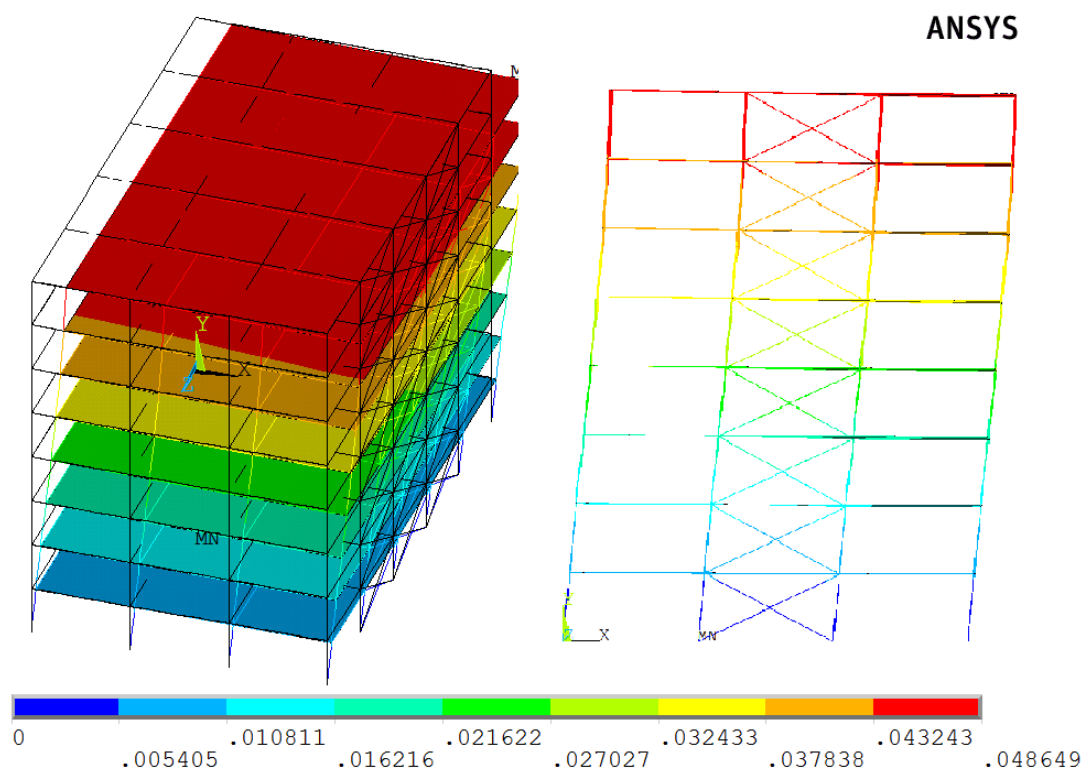
Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Tabela 21 – Coeficientes de estabilidade dos pórticos longitudinais

Andar	Desloc. Real (cm)	Desloc. Abs. (cm)	Desloc. Relativo Δ (cm)	Δ_{max} (cm)	Carga Vertical (tf)	Coef. Estab. Θ	Θ_{max}
Tipo 1	0,32	1,04	1,04	6,00	262,44	0,029	0,154
Tipo 2	0,66	2,15	1,11	6,00	262,44	0,014	0,154
Tipo 3	1,02	3,32	1,17	6,00	262,44	0,009	0,154
Tipo 4	1,35	4,39	1,07	6,00	262,44	0,006	0,154
Tipo 5	1,66	5,40	1,01	6,00	262,44	0,004	0,154
Tipo 6	1,94	6,31	0,91	6,00	262,44	0,003	0,154
Tipo 7	2,16	7,02	0,72	6,00	262,44	0,002	0,154
Cobertura	2,31	7,51	0,49	6,00	263,826	0,001	0,154

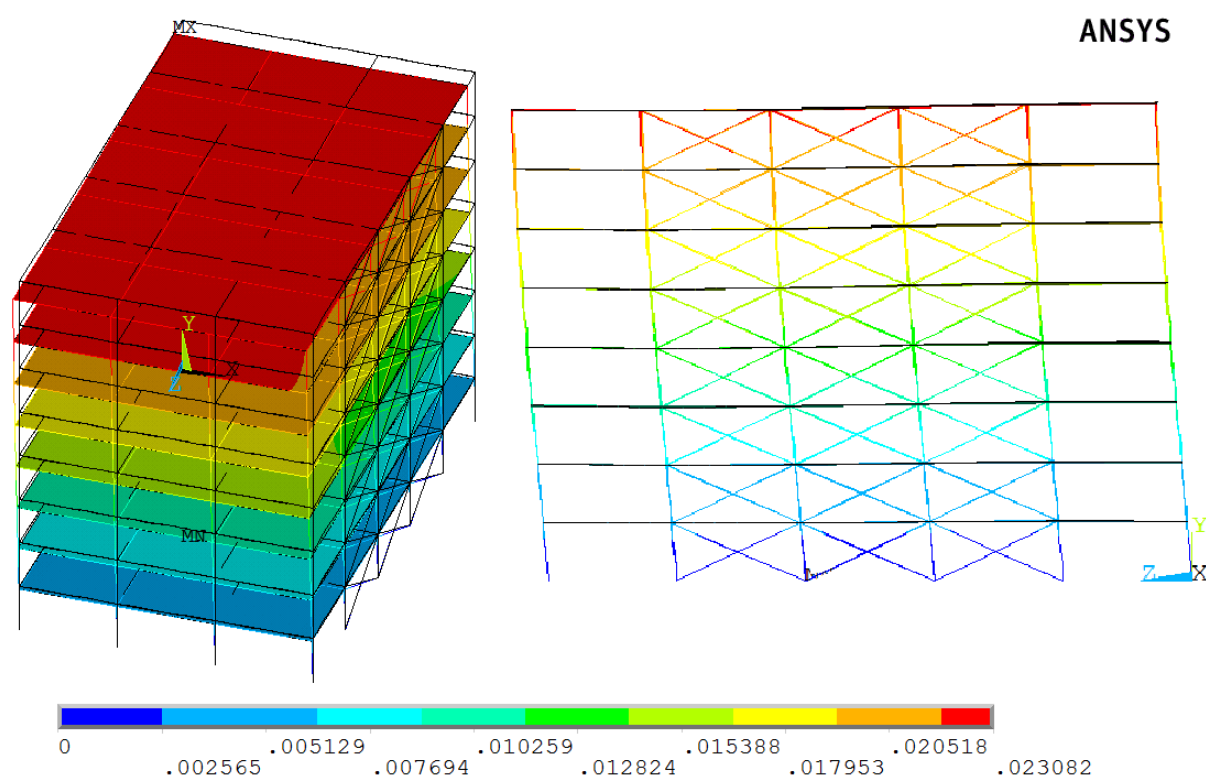
Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 22 – Deslocamentos da estrutura na direção transversal



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 23 – Deslocamentos da estrutura na direção longitudinal



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

4.2 Análise dos Resultados

Através da Tabela 19 observa-se que, na maioria dos elementos, os esforços críticos são obtidos quando aplicadas as forças horizontais na direção transversal, sendo as barras de contraventamento e as vigas longitudinais as únicas exceções. Isso pode ser um indicativo de que não há um comportamento coordenado dos sistemas estruturais na direção transversal, cabendo unicamente às lajes a redistribuição das forças solicitantes entre os diversos elementos resistentes nessa direção. Essa hipótese ganha força quando avaliamos as Figuras 22 e 23, que representam os deslocamentos da estrutura tridimensional. Quando aplicado o carregamento a estrutura deforma mais na direção transversal do que na direção longitudinal, mesmo com os eixos de maior inércia dos pilares posicionados na transversal. Isso provavelmente ocorre em virtude do comportamento conjunto dos sistemas resistentes na direção longitudinal, proporcionando a ativação de quase todos os elementos estruturais na resistência às forças solicitantes e resultando em um melhor desempenho da estrutura como um todo; outro fator é a própria geometria retangular da edificação, que tem como consequência uma quantidade desigual de pórticos resistentes entre as duas direções.

Espera-se que os deslocamentos relativos aumentem ao longo da altura da edificação, de forma análoga à deformação de uma viga engastada - livre com uma força aplicada na extremidade livre. Entretanto, de acordo com as Tabelas 22 e 23 há uma redução dos deslocamentos relativos do edifício estudado a partir do terceiro pavimento (segundo e terceiro trechos de dimensionamento). Tal comportamento eventualmente deriva das hipóteses de dimensionamento adotadas: dividir a estrutura em apenas três trechos ao longo da vertical, agrupando muitos elementos e abrindo brechas para variações bruscas da rigidez da estrutura e a subutilização dos elementos estruturais dos trechos 2 e 3 (ver relação entre solicitação e resistência na Tabela 19), resultado da tentativa de minimizar a variação das seções.

Outro fato que chama a atenção são os primeiros modos de vibração da estrutura. Muito embora a frequência (ou o período) natural da estrutura e seus modos de vibração não tenham sido criticamente analisados - principalmente porque este trabalho tem como enfoque uma análise estática - pressupõe-se que para o caso de um edifício de oito andares, sem irregularidades horizontais ou verticais e com estrutura simétrica os modos de vibração da estrutura sejam primeiro a flexão em relação ao eixo de menor rigidez, depois a flexão em relação ao segundo eixo principal da estrutura e então um modo de torção. No caso da situação de estudo, obteve-se como primeiro modo de vibração uma flexão na direção transversal com uma frequência natural de 1,61 Hz (coerente se relembrarmos que essa direção apresenta maiores deslocamentos, indicando menor rigidez), seguido por um modo de torção com frequência de 2,33 Hz e então a flexão na direção longitudinal com frequência de 2,58 Hz. Acredita-se que a inversão entre o segundo e terceiro modos de vibração da estrutura seja motivada pela adoção de sistemas resistentes distintos nas duas direções, onde a rigidez proporcionada pelo funcionamento misto de pórticos rígidos e contraventamentos na direção longitudinal supera a capacidade de oposição à rotação da estrutura, fragilizada pela consideração de rótulas perfeitas nas conexões das vigas longitudinais. Ainda assim, a frequência natural fundamental obtida através da extração modal é considerada adequada pelos critérios da NBR15421 (2006), já que seu período correspondente é de 0,62 s, situado abaixo do limite $C_{up} \cdot T_a = 1,4 \cdot 0,79 = 1,11$ s estipulado pela norma.

Por fim, a premissa de dimensionar os elementos mantendo-os no regime elástico, apesar de estar de acordo com as prescrições da NBR15421 (2006) vai contra a lógica de funcionamento das estruturas sismo-resistentes, onde se espera que haja plastificação para dissipação da energia de vibração. O efeito real desta consideração só poderá ser avaliado com testes ou modelos mais precisos, que descrevam melhor os elementos (inclusive seu comportamento não linear), conexões e pontos de acúmulo de tensão da estrutura para uma solicitação dinâmica. Talvez nesse ponto a consideração de prescrições de duas normativas distintas tenha provocado uma inconsistência e atrapalhado a veracidade do dimensionamento. Ainda assim, o modelo se portou bem ao carregamento aplicado, indicando uma

rigidez capaz de suportar às solicitações sem necessitar de seções extremamente robustas.

Apesar dos pontos levantados a estrutura projetada obedeceu aos critérios normativos pertinentes a carregamentos excepcionais (estados limites últimos), tanto em relação aos esforços solicitantes quanto aos deslocamentos apresentados, sendo considerada uma solução adequada.

Capítulo 5

Considerações Finais

A escolha por um modelo computacional mais robusto do que o modelo plano, utilizado no projeto base, teve como objetivo elucidar o comportamento complexo de uma estrutura, simulando a interação entre os seus diversos elementos. Essa característica do comportamento real de uma estrutura ficou evidente tanto durante o processo de dimensionamento (na influência que a mudança da seção de um grupo tinha no comportamento da estrutura como um todo, dando indícios de grupos mais significativos que outros para o desempenho da mesma) quanto na análise dos esforços e deslocamentos. Essas observações foram possíveis mesmo ignorando a existência de rigidez parcial nas conexões dos elementos estruturais (foram consideradas apenas engastes perfeitos ou rótulas perfeitas), consideração que tem grande impacto na distribuição dos esforços entre os elementos e na rigidez da estrutura em cada uma das direções principais.

Ainda na linha das simplificações temos a utilização do método das forças horizontais equivalentes, que possui as vantagens de ser de fácil aplicação no modelo, apresentar baixo custo computacional e ser, além de abalizado, pormenorizado pela NBR15421 (2006). Apesar disso, sua utilização é uma aproximação de uma análise com histórico de acelerações do tempo e, como tal, não apresenta respostas idênticas. Além disso, o método leva em conta apenas o primeiro modo de vibração da estrutura, devendo-se ter o cuidado de avaliar a participação modal e adotar métodos de análise mais completos caso a influência do primeiro modo de vibração não seja significativa o bastante.

É usual a criação de modelos computacionais com muitas simplificações, seja pela dificuldade em simular a situação real de forma exata ou pelo custo injustificado que isso traria. Contudo, essa prática acentua a necessidade de validação dos modelos com testes reais, seja em laboratório ou através da comparação com o desempenho apresentado por uma estrutura existente, a fim de garantir que essas simplificações somadas não comprometam o resultado do estudo. Neste trabalho, tais testes não foram realizados. Entretanto, mais de um modelo matemático foi usado na análise da estrutura proposta, além da comparação com as respostas presentes na bibliografia, na tentativa de eliminar possíveis inconsistências. Sendo assim, dados o escopo e os recursos disponíveis desta

pesquisa, esta solução alternativa foi considerada adequada.

No tocante à concepção estrutural, buscou-se manter uma semelhança entre a estrutura projetada neste trabalho e a do projeto base, mas as respostas obtidas indicam que a mesma pode ser melhorada. A adoção de sistemas resistentes distintos em cada uma das direções, mais do que aumentar o grau de dificuldade construtivo, fez com que a estrutura não funcionasse totalmente como uma unidade e gerou desperdícios no processo de dimensionamento. Ainda assim, por mais que não seja uma solução ideal de engenharia, a estrutura projetada é funcional e proporcionou discussões conceituais importantes durante sua criação e interpretação do seu comportamento, o que é um resultado positivo dado o caráter acadêmico deste trabalho.

5.1 Propostas para Trabalhos Futuros

Algumas implementações poderiam ser executadas neste estudo visando a criação de um modelo mais robusto e a obtenção de respostas mais próximas do comportamento real de uma edificação sujeita à uma solicitação sísmica. São elas:

- Modelar lajes e paredes com capacidade estrutural;
- Implementar melhorias na simulação do comportamento das ligações;
- Realizar uma análise não linear, considerando a plastificação dos elementos. Tal estudo pode ser realizado estaticamente através do método de análise *pushover*, como apresentado por Mendes (2014).
- Implementação da Análise Dinâmica;

Referências

- BALENDRA, T. *Vibration of Buildings to Wind and Earthquake Loads*. Londres: Springer-Verlag, 1993.
- BRAIN, M. *Ondas sísmicas*. 2018. Disponível em: <<https://mybrainsociety.blogspot.com.br/2015/12/ondas-sismicas.html>>.
- DANTAS, R. O. de O. *Subsídios para o projeto de estruturas sísmo resistentes*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/ RN, 2013.
- ENGINEERING; CONSTRUCTION. *Example of Structural Damage: Soft Story*. 2018. Disponível em: <<http://www.thecivilbuilders.com/2013/01/example-of-structural-damage-soft-story.html>>.
- FEMA. *Designing for Earthquakes: A Manual for Architects*. [S.l.], 2006.
- G1. *Terremoto com epicentro na Bolívia é sentido em diversas cidades do Brasil*. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/noticia/tremor-com-epicentro-na-bolivia-e-sentido-no-brasil.ghtml>>.
- GARLOCK, M. M.; RICLES, J. M.; SAUSE, R. Experimental studies of full-scale post-tensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, v. 131, n. 3, p. 438–448, Março 2005.
- GUEVARA, L. T.; GARCÍA, L. E. The captive and short column effects. *The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute, Earthquake Spectra*, v. 21, n. 1, Fevereiro 2005.
- KAILAI, D.; PENG, P.; LAM, A.; ZHENHUA, P.; LIEPING, Y. Test and simulation of full-scale self-centering beam-to-column connection. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, v. 12, n. 4, p. 599–607, Dezembro 2013.
- LOPES, A.; NUNES, L. Intensidades sísmicas de terremotos: formulação de cenários sísmicos no Brasil. *Revista USP*, v. 91, p. 90–102, 2011.
- MENDES, A. de J. *Análise Sísmica Pushover de Pórticos Metálicos com Elementos Tubulares*. Dissertação (Mestrado) — Universidade de Coimbra, Coimbra/ Portugal, 2014.
- MORADI, S.; ALAM, M. S. Ansys modeling of post-tensioned steel beam-column connections under cyclic loading. Canada, 2016.
- NBR15421. *NBR 15421:2006 - Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento*. [S.l.], 2006.
- NBR6120. *NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. [S.l.], 1980.
- NBR6123. *NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações*. [S.l.], 1988.
- NBR8681. *NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. [S.l.], 2003.

- NBR8800. *NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. [S.l.], 2008.
- NÓBREGA, P. G. B.; NÓBREGA, S. H. S. Perigo sísmico no brasil e a responsabilidade da engenharia de estruturas. *HOLOS*, v. 4, p. 162–175, Julho 2016.
- PAHO, P. A. H. O. *Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities*. [S.l.]: Health Library for Disasters (HeLiD), 2000.
- PARISENTI, R. *Estudo de Análise Dinâmica e Métodos da NBR 15421 para Projeto de Edifícios Submetidos a Sismos*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/ SC, 2011.
- PINHO, F. O.; BELLEI, I. H.; PINHO, M. O. *Edifícios de Múltiplos Andares em Aço*. [S.l.]: PINI, 2008.
- POPOV, E. P.; STEPHEN, R. M. *Cyclic loading of full-size steel connections*. [S.l.], 1972.
- RICLES, J. M.; SAUSE, R.; GARLOCK, M. M.; ZHAO, C. Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 2, p. 113–121, Fevereiro 2001.
- ROEDER, C. W. Lateral-force design. In: BROCKENBROUGH, R. L.; MERRITT, F. S. (Ed.). *Structural Steel Designer's Handbook*. 3. ed. Seattle/ Washington: Mc-GRAW-HILL, 1987. cap. 9.
- ROEDER, C. W.; FOUTCH, D. A. Experimental results for seismic resistant steel moment frame connections. *Journal of Structural Engineering*, v. 122, n. 6, p. 581–588, 1996.
- UBC. *Uniform Building Code: Structural design requirements*. [S.l.], 1997. Substituído, a partir de 2000, pelo International Building Code (IBC).
- YOUSSEF, N. E.; BONOWITZ, D.; GROSS, J. L. *A Survey of Steel Moment-Resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake*. [S.l.], 1995.

Apêndice A

Exemplo de Dimensionamento

É demonstrado aqui o processo de cálculo para o dimensionamento de um pilar metálico, a partir das respostas fornecidas pelo modelo de análise. O pilar escolhido pertence ao grupo "D2" e tem os seguintes esforços solicitantes de cálculo: $M_{sd} = 145,1$ kNm; $N_{sd} = 538,3$ kN; $V_{sd} = 96,2$ kN. Foram ignoradas as reduções da seção transversal provocadas por conexões parafusadas entre elementos e o momento máximo atuante na seção foi considerado uniforme.

- Propriedades mecânicas do material

$$f_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad f_u = 45 \text{ kN/cm}^2 \quad E = 20000 \text{ kN/cm}^2 \quad G = 7700 \text{ kN/cm}^2$$

- Assumindo seção HP 250x62 - Prop. Geométricas:

$A_g = 80 \text{ cm}^2$	$h = 22,46 \text{ cm}$	$C_w = 4,14 \cdot 10^5 \text{ cm}^6$	$W_x = 711 \text{ cm}^3$
$I_x = 8740 \text{ cm}^4$	$b_f = 25,7 \text{ cm}$	$Z_x = 791 \text{ cm}^3$	$I_y = 2980 \text{ cm}^4$
$t_f = 1,07 \text{ cm}$	$t_w = 1,05 \text{ cm}$	$r_x = 10,50 \text{ cm}$	$L_b = 300 \text{ cm}$
$J = 33,8 \text{ cm}^4$	$r_y = 6,12 \text{ cm}$	$r_0 = 12,15$	

- Determinação da força de compressão resistente de cálculo (N_{rd}):

Flambagem	Alma (AA)	$\frac{h}{t_w} = 21,39$	$< 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,62$	ok
Local	Mesa (AL)	$\frac{b_f}{2t_f} = 12,01$	$< 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,38$	ok

$$\longrightarrow Q = 1,00$$

Flambagem	$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$	= 19168,03	
Global	$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$	= 6535,55	→ crítico
	$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$	= 7909,17	
	$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$	= 0,654	
	$\chi = \begin{cases} 0,658\lambda_0^2 & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases}$		→ $\chi = 0,0,836$
	$N_{rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{1,00}$	→	$N_{rd} = 2127,59 \text{ kN}$

- Determinação do momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}):

FLA	$\lambda = \frac{h}{t_w}$	= 21,39	Para $\lambda \leq \lambda_p$, $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
	$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	= 89,88	$M_{rd} = \frac{f_y Z_x}{\gamma_{a1}}$
	$\lambda_r = 5,70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	= 136,26	$M_{rd} = 25168,18 \text{ kN.cm}$
FLM	$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$	= 12,01	Para $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$
	$\lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	= 9,08	$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}]$
	$\lambda_r = 0,83\sqrt{\frac{E}{0,7f_y}}$	= 23,71	$M_{rd} = 23302,5$
	$M_{pl} = f_y Z_x$; $M_r = 0,7f_y Z_x$		
FLT	$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$	= 49,02	Para $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
	$\lambda_p = 1,76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	= 42,07	$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}]$
	$\beta_1 = \frac{(0,7f_y)W}{EL}$	= 0,00074	$M_{rd} = 25152,08 \text{ kN.cm}$
	$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}}$	= 3436,74	

- Efeito combinado de flexão e compressão:

$$\text{Como } \frac{Nsd}{Nrd} = \frac{538,30}{2127,6} = 0,253 > 0,2, \quad \text{temos que:}$$

$$\frac{Nsd}{Nrd} + \frac{8 \cdot Msd}{9 \cdot Mrd} \leq 1,0$$

$$\frac{538,3}{2127,6} + \frac{8 \cdot 145,1}{9 \cdot 233,0} = 0,81 \longrightarrow ok$$

- Determinação do esforço cortante resistente de cálculo (Vrd):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49,02$$

$$k_v = 5,0 \text{ p/ almas sem enrijecedores}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 58,80$$

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$Vrd = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}; V_{pl} = 0,60(dt_w)f_y$$

$$\boxed{Vrd = 493,12 \text{ kN}} > 96,2 \longrightarrow ok$$

- Perfil adotado: **HP 250x62**.